

Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Rüttelstopfsäulengruppen

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)

genehmigte
DISSERTATION

von
Dipl.-Ing. Fabian Kirsch
aus Frankfurt am Main

Eingereicht am:	06.11.2003
Mündliche Prüfung am:	17.02.2004
Vorsitzender:	Prof. Dr.-Ing. D. Dinkler
Prüfer:	Prof. Dr.-Ing. R. Wanninger
Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann
Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. R. Katzenbach

Vorwort des Verfassers

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Angestellter am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig. Die Forschungsaktivität auf dem Gebiet der Rüttelstopfverdichtung begann unter der Leitung des im Jahre 2001 viel zu früh verstorbenen Professors Walter Rodatz, den ich insbesondere wegen seiner menschlichen Vorzüge in dankbarer Erinnerung behalte. Die Arbeit wurde ermöglicht durch die Unterstützung der Keller Grundbau GmbH, namentlich durch Dr. Wolfgang Sondermann, dessen hilfreiche Denkanstöße viel zum Gelingen der Arbeit beigetragen haben.

Stellvertretend für eine ganze Anzahl von Helfern sei Volker Jakobs, Jan Meyer und Eduardo Jimenez für die Durchführung der umfangreichen Parameterstudien gedankt. Dank für die mühevollen Arbeit des Korrekturlesens gebührt meinen guten Freunden Jochen Zehfuß und Matthias Schallert sowie meiner Freundin Eike Wahl. Meinen Eltern danke ich ebenfalls für die intensive Hilfe bei der Arbeit am Manuskript, aber insbesondere für die immerwährende Unterstützung bei meiner beruflichen Qualifikation. Insbesondere danke ich Freunden und Kollegen für die Geduld und das Verständnis während der Arbeit an der Dissertation.

Im Rahmen des Promotionsverfahrens danke ich Professor Dieter Dinkler für den Vorsitz und Professor Rainer Wanninger für die Übernahme der Pflichten des Prüfers. Besonderer Dank gebührt Professor Rolf Katzenbach, der über die Tätigkeit des zweiten Berichterstatters hinaus für Fragen und Anregungen zur Verfügung stand. Schließlich danke ich Professor Joachim Stahlmann, dessen intensive Unterstützung es ermöglichte, dass die Forschungsarbeit in eine Dissertation münden konnte, und der dankenswerter Weise die Berichterstattung übernahm.

Fabian Kirsch

Synopsis

It is the prime objective of this thesis to describe the load deformation behaviour of a group of soil improvement stone columns under vertical load. All interactions participating in the overall load transfer mechanism are described in detail. The interactions result from specific circumstances of material and geometry. In general the three dimensional nature of the problem needs to be considered. Therefore model tests as well as in situ field trials are included in this study.

By the process of introducing the stone column material into the ground its characteristics are modified. Measurements which accompany the execution of the field work monitor the qualitative and quantitative changes in the ground. Based upon these data a model is developed which allows the influence of the installation process to be considered in the calculations.

By way of numerical calculations the influence of individual parameters of the overall system on the deformation behaviour is established. The model considers the structure in the three dimensional continuum. The kinematics of the problem in connection with constitutive law and boundary conditions lead to a boundary value problem which is resolved by the finite element method.

The results of the field measurements together with those of the numerical calculations serve as basis for the analysis of the load carrying behaviour, clarification of the load transfer mechanism and establishing the interactions participating.

In Chapter 1 an introduction in into the subject of ground improvement by vibro replacement stone columns and the definition of the research objective and of the methodology used are given. Thus following a detailed description of the state of the art of vibro replacement stone columns in view of their execution and calculation is presented.

Chapter 2 follows with a clarification of the technical terms which are necessary for the proper classification of the vibro stone column method within the range of ground improvement methods. Groups of columns are defined in contrast to single columns and to the infinite grid of columns. The historical development of the vibro stone column method and the necessary plant and equipment for their execution together with fields of application of the method and their limitations are presented. The chapter also includes a presentation of the presently used design principles and their classification with respect to the method used, the assumptions made and the results of the computation.

In Chapter 3 first an overview of previous investigations of the behaviour of soil improvement columns in model tests is given together with a description of the test apparatus used in this thesis to visualise the behaviour of vibro stone columns in small scale model tests. The trials are carried out on small groups of up to five sand columns in kaolin clay. The model tests

allow to establish connections between specific settlement and geometry or soil parameters respectively. A mould of the column groups obtained after the execution of the individual model test allows the analysis of the deformation behaviour. Deformations depend on the position of the columns below the test foundation and their geometrical dimensions. Load distribution between columns and clay are measured using miniaturised pressure transducers. Sand column stresses are between 1.3 to 3.0 times the vertical stresses in the clay.

Chapter 4 presents the rare known results of field measurements of the influence of the installation process of vibro stone columns on the stress distribution in the ground. It also provides an overview of results of properly instrumented field loading tests from literature. In a field trial the influence on the stress distribution and the stiffness during the execution of the vibro stone columns is monitored and measured both for single columns as well as for a group of columns. Temporarily significant stress increases are measured during column installation. When considering the installation of a group of vibro stone columns horizontal stresses in the soil rise up to 1.6 times the initially measured horizontal stress. Similar results are obtained from stiffness measurements employing the pressure meter whereby increases by a factor of 2 for the stiffness were measured. In a second test field the long term stability of the stress increases in soft clay were investigated. The result was that the stress increases were rescinded again by creep effects in the clay.

Then the design, the execution and the interpretation of a fully instrumented field loading test on a 3 m x 3 m concrete footing placed upon a group of five vibro stone columns is presented. The instrumentation consists of a load settlement measurement device, pressure cells to measure the load distribution between columns and soil, earth pressure and pore water pressure gauges to measure the stress distribution and pressure meter cells for direct stiffness measurement in the ground.

After an introduction into the method used together with a short explanation of the important features of the numerical model Chapter 5 then continues with a presentation of the constitutive model groups used in the simulation. Among those are the elasto-plastic models using Drucker-Prager or Mohr-Coulomb failure criteria and elasto-plastic models with formulations for strain hardening and softening. Comparative studies are also carried out using a Critical State model (modified Cam-Clay).

The test results could be verified qualitatively as well as quantitatively with the numerical model. Back calculation of the instrumented field loading test on a group of five vibro stone columns gave a good match of the load settlement behaviour during initial loading and of the stress distribution between columns and soil. A good modelling of the installation and loading phases, close to reality, proved to be essential for the numerical approach. Deflections during initial loading were calculated with an accuracy of $\pm 10\%$.

A comparison with the results of analytical methods such as the PRIEBE or the GOUGHNOUR and BAYUK methods shows that they can forecast the order of magnitude of deformations of stone column groups. A detailed analysis of the load deformation behaviour is however only possible with the numerical model presented.

Based upon this numerical model parametric studies are presented in Chapter 6 together with proposals for the design and calculation of vibro stone column groups in practice. A number of relationships for a multitude of usual vibro stone column and foundation configurations are presented in diagrams.

Chapter 7 draws conclusions from the results obtained and provides prospects for further research and development for the computation of ground improvement with the vibro replacement stone column method.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Einführung in die Fragestellung	1
1.2	Ziele, Methoden und Struktur der Arbeit	2
2	Stand der Technik bei Baugrundverbesserungen nach dem Rüttelstopfverfahren	4
2.1	Terminologie	4
2.2	Baugrundverbesserung mit Rüttelstopfsäulen	6
2.2.1	Ziele	6
2.2.2	Geräte und Verfahren	7
2.2.3	Anwendungsgrenzen	10
2.3	Tragverhalten von Rüttelstopfsäulen	11
2.3.1	Wirkungsweisen	11
2.3.2	Tragmechanismen	12
2.3.3	Bruchmechanismen	16
2.4	Berechnungsverfahren für Rüttelstopfsäulen	18
2.4.1	Bruchlastermittlung	20
2.4.1.1	Einzelsäule	20
2.4.1.2	Säulenraster	22
2.4.1.3	Säulengruppe	22
2.4.2	Setzungsreduktion	24
2.4.2.1	Empirische Ansätze	24
2.4.2.2	Analytische und analytisch-empirische Verfahren	25
2.4.2.3	Numerische Methoden	28
2.4.3	Gegenüberstellung der verfügbaren Berechnungsmethoden	29
3	Modellversuche zur Ermittlung des Gruppentragverhaltens von Rüttelstopfsäulen unter Einzelfundamenten	32
3.1	Bisherige Untersuchungen und Ziele weiterführender Versuche	32
3.2	Versuchsaufbau	35
3.3	Versuchsdurchführung	38

3.4	Ergebnisse	39
3.4.1	Verschiebungsmessung	39
3.4.2	Untersuchungen am Modell	45
3.4.3	Lastaufteilung.....	49
3.5	Zusammenfassung der Erkenntnisse	51
4	Feldversuche zum Einfluss der Herstellung von Rüttelstopfsäulen auf den umgebenden Boden und zum Gruppentragverhalten	52
4.1	Ziele der Untersuchungen aufbauend auf früheren Erkenntnissen	52
4.1.1	Spannungen bei Hohlräumeaufweitung.....	52
4.1.2	Großmaßstäbliche Versuche.....	56
4.1.3	Fazit aus den bisherigen Untersuchungen	60
4.2	Eingesetzte Messverfahren	60
4.2.1	Allgemeine Konzeption	60
4.2.2	Erddruckmessung	61
4.2.3	Porenwasserdruckmessung	63
4.2.4	Steifigkeitsermittlung	63
4.3	Feldversuche zur Ermittlung des Einflusses der Säulenherstellung auf den umgebenden Boden.....	64
4.3.1	Probefeld A	64
4.3.1.1	Baugrund	64
4.3.1.2	Geometrie	66
4.3.1.3	Messergebnisse	67
4.3.2	Probefeld B	76
4.3.2.1	Baugrund	76
4.3.2.2	Geometrie	77
4.3.2.3	Messergebnisse	78
4.3.3	Zusammenfassung der Herstellungseinflüsse	80
4.4	Feldversuche zur Ermittlung des Gruppentragverhaltens	81
4.4.1	Probefeld C	81
4.4.1.1	Baugrund	81

4.4.1.2	Geometrie	88
4.4.1.3	Herstellungsbegleitende Messungen.....	89
4.4.1.4	Durchführung der instrumentierten Probelastung	91
4.4.2	Zusammenfassung der Erkenntnisse	103
5	Numerische Simulation von Baugrundverbesserungen nach dem Rüttelstopfverfahren und Vergleich mit analytischen Ansätzen	104
5.1	Berechnungsansatz	104
5.1.1	Methode.....	104
5.1.2	Modellbildung und Lösungsalgorithmus	105
5.1.3	Geometrische Modellierung	108
5.1.4	Stoffliche Modellierung	109
5.1.4.1	Fließbedingung nach Mohr-Coulomb	111
5.1.4.2	Fließbedingung nach Drucker-Prager.....	113
5.1.4.3	Kappen-Kegel Modell	114
5.1.4.4	Cam-Clay Modell.....	115
5.1.5	Modellierung der Bauzustände.....	116
5.1.6	Zusammenfassung.....	119
5.2	Rückrechnung der Versuche.....	119
5.2.1	Abbildung der Trag- und Verformungsmechanismen	119
5.2.2	Rückrechnung der Modellversuche – Räumliche Effekte.....	122
5.2.3	Berücksichtigung der Herstellungseinflüsse auf der Grundlage der in situ Messungen.....	128
5.2.4	Rückrechnung der in situ Belastung in Probefeld C.....	133
5.2.4.1	Numerisches Modell.....	133
5.2.4.2	Berechnungsparameter	135
5.2.4.3	Ergebnisvergleich.....	140
5.2.5	Vergleich mit analytischen Lösungen	146
5.2.5.1	Probefeld A	146
5.2.5.2	Probefeld C	149
5.2.5.3	Bewertung der analytischen Verfahren.....	151

5.3	Zusammenfassung.....	151
6	Parameterstudien zum Gruppentragverhalten von Baugrundverbesserungssäulen nach dem Rüttelstopfverfahren.....	152
6.1	Einleitung	152
6.2	Numerisches Modell.....	152
6.3	Einflussfaktoren und Berechnungsannahmen	155
6.4	Einfluss des Flächenverhältnisses	161
6.5	Einfluss des Fußauflagers.....	165
6.6	Einfluss der Säulenlänge.....	165
6.7	Einfluss der Ausgleichsschicht	172
6.8	Interpretation der Parameterstudien.....	173
6.9	Optimierung der Säulenordnung und Wirtschaftlichkeitsbetrachtung	176
6.10	Schlussfolgerungen und Empfehlungen für die Praxis	181
7	Zusammenfassung und Ausblick.....	185
7.1	Zusammenfassung der Erkenntnisse	185
7.2	Ausblick auf weitere Entwicklungslinien	187
8	Literatur.....	188
8.1	Normen und Vorschriften	188
8.2	Artikel und Monographien	188
Anhang A	Rechengang des Verfahrens nach GOUGHNOUR und BAYUK (1979).....	197
Anhang B	Ergebnisse der Laborversuche.....	198
Anhang C	Numerische Simulation der Pressiometerversuche	202
Anhang D	Herstellungsprotokolle der Rüttelstopfsäulen in Probefeld C	204
Anhang E	Invarianten des Spannungstensors	206
Anhang F	Ergebnisse zusätzlicher Berechnungen und Parameterstudien.....	208
Anhang G	Häufig verwendete Abkürzungen, Formelzeichen und Indizes	216

1 Einleitung

1.1 Einführung in die Fragestellung

Die Gründung von Bauwerken in weichen, bindigen Böden oder Böden mit hohen organischen Anteilen führt häufig zu Verformungen, die über das zulässige Maß hinausgehen. In diesem Fall sind Maßnahmen vorzusehen, die eine bauwerksverträgliche und sichere Gründung ermöglichen. Sofern dies in wirtschaftlicher Hinsicht möglich ist, kann der nicht ausreichend tragfähige Boden ausgetauscht werden. Steht der tragfähige Horizont erst in großen Tiefen an, können die Weichschichten durch Tiefgründungselemente, wie beispielsweise Pfahlgründungen, überbrückt werden.

Eine wirtschaftliche Alternative stellen Maßnahmen dar, die den anstehenden Boden vor Ort belassen und ihn in geotechnischer Hinsicht verbessern. Eine weit verbreitete Methode der Baugrundverbesserung ist das Rüttelstopfverfahren, welches die bei Belastung eintretenden Verformungen reduziert und den Zeitraum bis zum Erreichen der Endsetzungen verkürzt. Beide Vorteile haben zusammen mit der im Vergleich zu Tiefgründungen kostengünstigeren Durchführung zur weiten Verbreitung des Verfahrens beigetragen.

Mit Herstellung der Rüttelstopfsäulen entstehen vertikale Zonen verbesserter Bodeneigenschaften. Das Tragverhalten des Gründungskörpers ist in hohem Maße von der Interaktion der Säulen in der Gruppe mit der aufgetragenen Belastung und mit dem umgebenden Boden bestimmt. Dies führt zu komplexen Wechselwirkungen, die sich einer einfachen Analyse entziehen. Wie viele andere Baugrundverbesserungsverfahren auch, ist die Rüttelstopfverdichtung deshalb eine Methode, die zum großen Teil auf Erfahrungen basiert. Dies gilt sowohl für die technischen Herstellkriterien als auch für die zur Bemessung verfügbaren Berechnungsansätze.

Gerade deshalb existiert eine große Anzahl an empirischen oder vereinfachten Berechnungsmethoden, die sich in der Regel nur mit dem unbegrenzten Säulenraster oder der Einzelsäule befassen. Deren Verhalten unterscheidet sich jedoch wesentlich von dem einer begrenzten Anzahl von Säulen, die als Gruppe zusammenwirken, um Gründungslasten beispielsweise von Stützen oder Pfeilern aufzunehmen. Dennoch ist gerade dies ein Anwendungsgebiet für Baugrundverbesserungen mit dem Rüttelstopfverfahren, da die hohe Anpassungsfähigkeit des Verfahrens den für solche Gründungen wichtigen Aspekt der Vergleichmäßigung der Setzungen erfüllt.

Obwohl die prinzipiellen Lastabtragungsmechanismen der einzelnen Rüttelstopfsäule bekannt sind, ist es für Säulengruppen noch nicht geklärt, wie und in welchem Maße die einzelnen Mechanismen am Gesamttragverhalten beteiligt sind. Auch die Interaktion der Säulen untereinander unter Berücksichtigung ihrer Position innerhalb der Gruppe ist noch unbekannt. Wie sich die Belastung auf die einzelnen Säulen einer Gruppe verteilt und in

welchem Maße die Art der Lastaufbringung das Tragverhalten einer solchen Säulengruppe verändert, ist zurzeit nicht vollständig geklärt. Schließlich ergibt sich die Fragestellung: Wie stellen sich die Verformungen unter Last bei einer räumlich begrenzten Anzahl von Säulen ein? Die vorliegende Arbeit liefert einen Beitrag zur Klärung dieser Fragestellungen und schließt damit eine Lücke zwischen der Anwendung des Rüttelstopfverfahrens auch bei räumlich begrenzten Lastflächen und der Berechnung bzw. Dimensionierung solcher Strukturen.

1.2 Ziele, Methoden und Struktur der Arbeit

Vorrangiges Ziel dieser Arbeit ist es, das Last-Verformungsverhalten einer Gruppe von Baugrundverbesserungssäulen unter vertikaler Belastung zu erläutern und dabei die oben angesprochenen Fragestellungen zu beantworten, um einen Beitrag zur Schließung der Kenntnislücken zu liefern. Die am Gesamttragverhalten beteiligten Interaktionen müssen in mechanischer Hinsicht erfasst werden und sind eingehend zu erörtern. Die Wechselwirkungen basieren auf den materialspezifischen und auf den geometrischen Gegebenheiten, die nur in Sonderfällen in einfache Strukturen überführt werden können. In der Regel muss die räumliche Natur der Fragestellung bei der Behandlung berücksichtigt werden. Aus diesem Grund werden neben Versuchen im Modellmaßstab auch in situ Versuche eingesetzt, deren messtechnische Überwachung dazu dient, das Gesamtverhalten und die Interaktionen festzustellen.

Das Verfahren der Baugrundverbesserung mit Rüttelstopfsäulen bedingt einerseits die Verbesserung des zunächst nicht ausreichend tragfähigen Bodens durch den Einbau von zusätzlichem Material. Andererseits wird durch den Einbauprozess auch der in situ anstehende Baugrund in seinen Eigenschaften verändert. Die qualitative und quantitative Erfassung dieser Veränderungen ist das Ziel von herstellungsbegleitenden Messungen. Auf der Grundlage dieser Messungen werden Modelle erarbeitet, die die Berücksichtigung des Herstellungseinflusses in Berechnungen ermöglichen.

Auf der Basis numerischer Untersuchungen wird der Einfluss der einzelnen Parameter des Gesamtsystems auf das Verformungsverhalten ermittelt. Um den Zielen der Arbeit gerecht zu werden, wird die Fragestellung konsequent als räumliches Problem erfasst und die Struktur im dreidimensionalen Kontinuum modelliert. Die kinematische Beschreibung des Problems führt in Verbindung mit dem Stoffgesetz und den Randbedingungen auf ein Randwertproblem, das mit der Methode der Finiten Elemente gelöst wird.

Die Ergebnisse der Messungen und der numerischen Berechnungen dienen als Grundlage für die Analyse des Tragverhaltens, die Klärung der Lastabtragungsmechanismen und die Erfassung der beteiligten Wechselwirkungen.

Nach einer ausführlichen Erläuterung des Standes der Technik bei Konstruktion und Berechnung von Rüttelstopfsäulen in Kapitel 2 werden zunächst die Ergebnisse von klein-

maßstäblichen Modellversuchen in Kapitel 3 dazu verwendet, die einzelnen Fragestellungen herauszuarbeiten und die Vorgänge bei einer Belastung einer Gruppe von Rüttelstopfsäulen zu erläutern. Die Analyse der Lastverteilung innerhalb der Säulengruppe und der Verformungen infolge vertikaler Belastung dient der gegenseitigen Abgrenzung aller am Lastabtrag beteiligter Mechanismen. Die Feldversuche zur Erfassung der Herstellungseinflüsse auf den umgebenden Boden und zum Gruppentragverhalten von Rüttelstopfsäulen werden in Kapitel 4 vorgestellt. Dabei dienen die messtechnische Instrumentierung mehrerer Probefelder und die Überwachung von Spannungen und Verformungen im Untergrund während der Herstellung von Rüttelstopfsäulen der qualitativen und quantitativen Erfassung des Herstellungseinflusses. Mittels der Ergebnisse eines in situ Großversuches werden die maßgeblichen Interaktionen untersucht und eingehend erörtert.

Kapitel 5 enthält die Ergebnisse numerischer Simulationen, die aus der Rückrechnung der in den vorangegangenen Kapiteln vorgestellten Versuche und weiterführenden Betrachtungen zur unterschiedlichen Interaktionen des Gesamtsystems bestehen. Dabei werden der Einfluss der Geometrie, der Materialparameter sowie der Einfluss der stofflichen Modellierung untersucht. Auf der Grundlage des entwickelten numerischen Modells werden in Kapitel 6 Studien zur Bewertung des Einflusses der verschiedenen Parametervariationen durchgeführt und Empfehlungen für die Dimensionierung und die Berechnungspraxis abgeleitet.

In Kapitel 7 werden die Schlussfolgerungen aus den gewonnenen Ergebnissen zusammengefasst und ein Ausblick auf weitere Entwicklungslinien bei der Berechnung von Baugrundverbesserungen nach dem Rüttelstopfverfahren gegeben.

2 Stand der Technik bei Baugrundverbesserungen nach dem Rüttelstopfverfahren

2.1 Terminologie

In dieser Arbeit werden Fachbegriffe verwendet, die zunächst in ihrer Bedeutung geklärt werden müssen. Die *Baugrundverbesserung* und die *Rüttelstopfverdichtung* als spezielles Verfahren werden in den folgenden Abschnitten eingehend erläutert. Dabei werden die Begriffe *Rüttelstopfsäule*, *Stopfsäule* oder *Schottersäule* synonym verwandt. Unter dem Begriff *Tragverhalten* werden die Terminologien *Last-Verformungsverhalten* oder *Last-Setzungsverhalten* zusammengefasst.

Eine *Gruppe* bezeichnet im Sinne dieser Arbeit eine bestimmte Anzahl von Schottersäulen, die sich aufgrund ihrer geometrischen Anordnung im Untergrund gegenseitig beeinflussen. Es wird dann auch von *Gruppentragwirkung* oder *Gruppenwirkung* gesprochen. In Sonderfällen können bereits zwei oder drei Säulen eine Gruppe darstellen. Im Allgemeinen besteht die kleinste Gruppe jedoch aus vier im Rechteck angeordneten Rüttelstopfsäulen. Damit ist zunächst die Abgrenzung zur *Einzelssäule* definiert, die keinerlei Zusammenwirken im Verbund mit anderen Tragelementen aufweist.

Im Gegensatz dazu bezeichnet der Begriff des *ausgedehnten Säulenrasters* eine Anordnung von Säulen gleichen Durchmessers d in einem regelmäßigen Raster, deren Tragverhalten durch das Konzept der Einheitszelle beschrieben werden kann. D. h. unabhängig von der Position der Säule innerhalb des Rasters verhalten sich alle Säulen gleich, so dass die Betrachtung des mechanischen Modells einer einzelnen Säule repräsentativ für das gesamte Raster ausreicht. Die Geometrie der vereinfacht zylindrisch angenommenen Einheitszelle wird dann analog Bild 1 ermittelt.

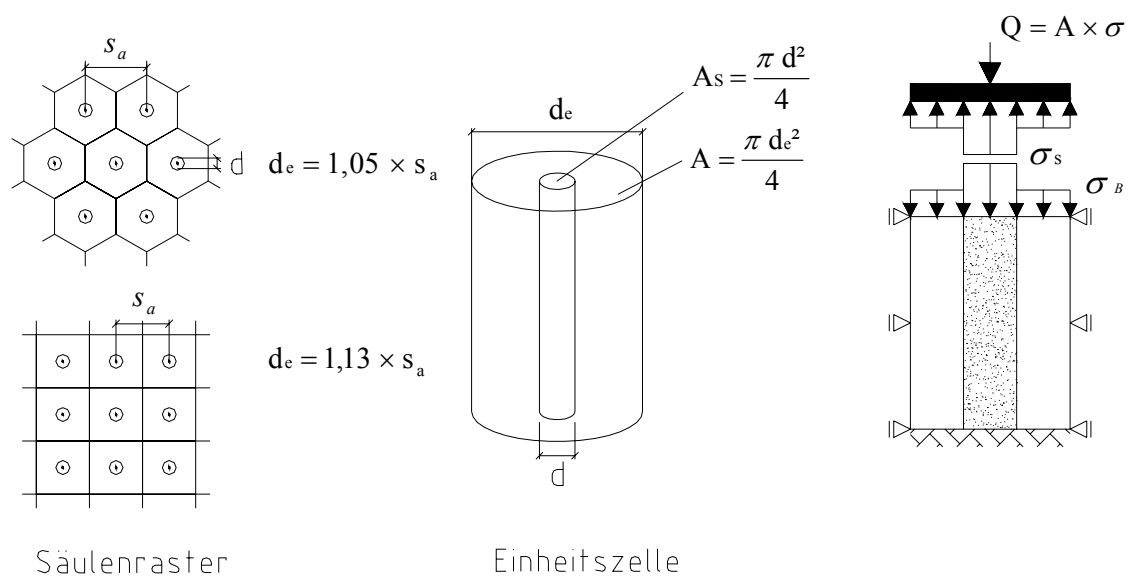


Bild 1: Säulenraster und Konzept der Einheitszelle.

Die Säulen werden üblicherweise in einem gleichmäßigen Dreiecksraster oder einem quadratischen Raster angeordnet. Entsprechend ergibt sich der äquivalente Durchmesser der Einheitszelle d_e aus dem Säulenabstand s_a zu:

$$d_e = C \cdot s_a . \quad (1)$$

mit: $C=1,05$ für das Dreiecksraster,

$C=1,13$ für das quadratische Raster.

Ein weiterer wichtiger Parameter der rasterförmigen Verbesserung ist das Flächenverhältnis A_s/A , das sich aus dem Quotient der Fläche der Säulen A_s und der Gesamtfläche A ergibt:

$$\frac{A_s}{A} = \frac{1}{C^2} \cdot \frac{d^2}{d_e^2} . \quad (2)$$

Aufgrund der im Vergleich zum umgebenden Boden höheren Steifigkeit konzentrieren sich die in vertikaler Richtung wirkenden Normalspannungen im Säulenmaterial. Die Spannungskonzentration n in einem ausgedehnten Säulenraster kann mit dem Quotienten aus Vertikalspannung in der Säule σ_s und Vertikalspannung im Boden σ_B beschrieben werden:

$$n = \frac{\sigma_s}{\sigma_B} . \quad (3)$$

Das Gleichgewicht mit der aufgetragenen Belastung σ ergibt:

$$\sigma = \sigma_s \cdot \frac{A_s}{A} + \sigma_B \cdot \left(1 - \frac{A_s}{A} \right) , \quad (4)$$

oder nach Umformen:

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \sigma \cdot \frac{n}{\left(1 + (n-1) \frac{A_s}{A} \right)} \quad \text{bzw.} \\ \sigma_B &= \sigma \cdot \frac{1}{\left(1 + (n-1) \frac{A_s}{A} \right)} . \end{aligned} \quad (5)$$

Die Wirkung einer Baugrundverbesserungsmaßnahme kann mit dem Verbesserungsfaktor β beschrieben werden. Dieser ergibt sich als Quotient aus der Gesamtsetzung ohne die Anordnung von Schottersäulen und der Setzung mit Baugrundverbesserung zu:

$$\beta = \frac{s_{\text{unverbessert}}}{s_{\text{mit Stopfverdichtung}}} . \quad (6)$$

Der Unterschied einer Gruppe zum unendlichen Säulenraster ergibt sich aus der Forderung, dass bei einer Gruppe das unterschiedliche Tragverhalten der einzelnen Säulen in Abhängigkeit von ihrer Position innerhalb der Säulengruppe das Last-Verformungsverhalten der

Gesamtkonstruktion maßgeblich beeinflusst. Eine absolute Grenze kann nicht gezogen werden, da neben der Anzahl der Säulen auch weitere Faktoren, wie die Art und die Größe der Belastung oder der Säulenabstand, in die Betrachtung eingehen.

2.2 Baugrundverbesserung mit Rüttelstopfsäulen

2.2.1 Ziele

Nach DIN 1054 (2003) sind die Widerstände gegen Gründungslasten im Sinne von Scherfestigkeit und Steifigkeit der Böden zu ermitteln. Sind diese Widerstände in den beanspruchten Untergrundbereichen nicht ausreichend, so muss der Boden in diesen Bereichen durch konstruktive Maßnahmen überbrückt, durch Material mit ausreichenden Eigenschaften ersetzt oder durch geeignete Verfahren verbessert werden. Eine Baugrundverbesserung ist immer dann vorzusehen, wenn der anstehende Baugrund nicht geeignet ist, die anfallenden Beanspruchungen sicher abzutragen, es aber mit Hilfe entsprechender Methoden und vertretbarem Aufwand möglich ist, ihn in diese Lage zu versetzen.

Es existieren diverse technische Verfahren, mit denen in Abhängigkeit von der Ausgangssituation eine solche Baugrundverbesserung erzielt werden kann. Nach KIRSCH und SONDERMANN (2001) wird entsprechend ihrer Wirkungsweise in Baugrundverbesserungen durch Verdichten und Baugrundverbesserungen durch Bewehren unterschieden. In Bild 2 sind die Methoden der Baugrundverbesserung zusammengefasst.

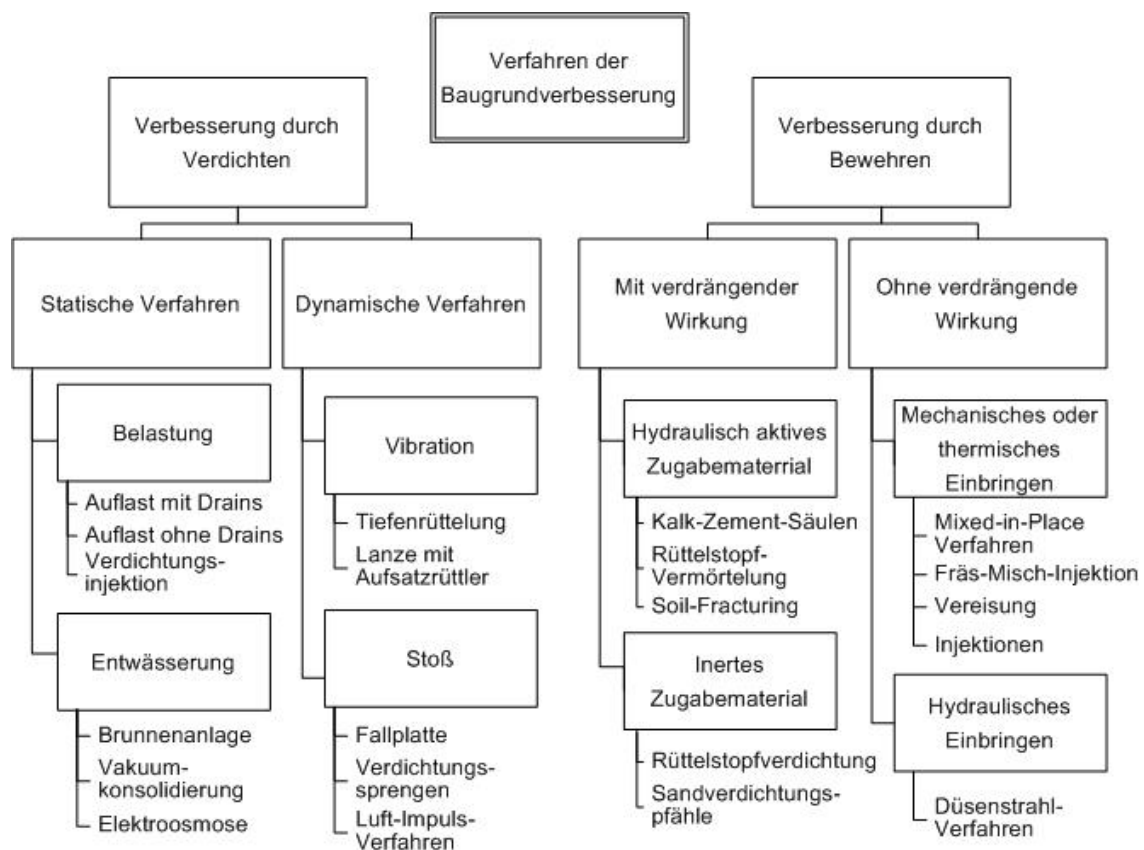


Bild 2: Methoden der Baugrundverbesserung.

Die Rüttelstopfverdichtung ist demnach eine Baugrundverbesserung durch Bewehren mit verdrängender Wirkung des Einbauvorganges. Bei den Zugabestoffen handelt es sich nicht um verfestigendes Material. Somit entstehen keine pfahlähnlichen Elemente sondern vertikale Zonen verbesserter Baugrundeigenschaften. Das Einbaumaterial wird nicht wie bei den Sandverdichtungspfählen aus einem Rohr ausgestampft, sondern mit Hilfe eines Tiefenrüttlers gegen den anstehenden Boden verdrängt und verdichtet. Hinweise zu Baugrundverbesserungen mit Tiefenrüttlern sind im Normentwurf DIN EN 14731 (2003) zu finden.

2.2.2 Geräte und Verfahren

Das Rüttelstopfverfahren ist eine Weiterentwicklung der Tiefenverdichtung mit Vibrationsrüttlern, auch Rütteldruckverdichtung genannt. Letzteres wird seit der Erfindung im Jahre 1934, einem erfolgreichen Großversuch 1936 und ersten Verdichtungsmaßnahmen für eine Gründung 1937 zunächst von der damaligen Johann Keller GmbH und später von weiteren Unternehmen in nicht bindigen Böden zur Erhöhung der Lagerungsdichte und damit zur Verringerung der Kompressibilität eingesetzt (vgl. KIRSCH (1993), DEGEN (2001)). Schon die ersten Tiefenrüttler bestanden im Wesentlichen aus einem Stahlrohr mit gepanzelter Spitze, einem Elektromotor und einer Unwucht zur Erzeugung der Vibration, die über die Bohrlochwandung zur Verdichtung des anstehenden Materials führt. War der Rüttler in der Anfangszeit noch an einem Traggerüst befestigt, so wurden bald mobile Trägergeräte eingesetzt (vgl. Bild 3).

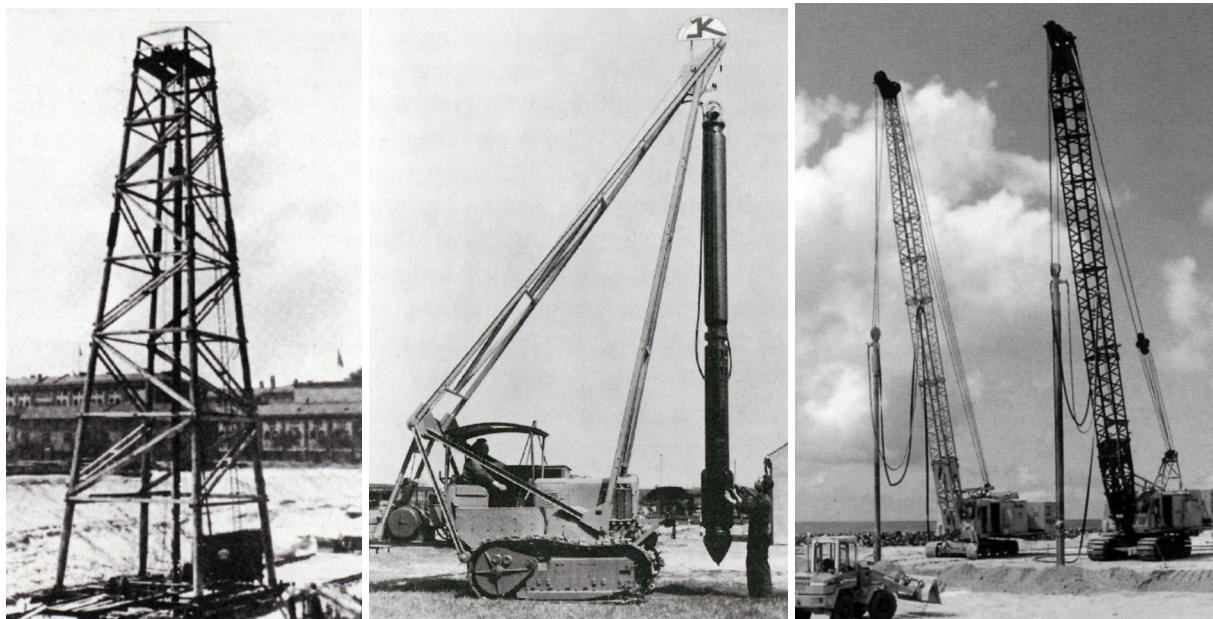


Bild 3: Entwicklung der Tiefenverdichtung – mit Traggerüst (1939), am mobilen Trägergerät (1956) und am Gittermastkran (heute) aus KIRSCH (1993).

Kontinuierliche Verbesserungen am Rüttler und am Arbeitsablauf führten zu einer Ausweitung der Anwendungsbereiche des Verfahrens auch auf Böden mit bindigen Anteilen. Hierbei zeigte sich, dass eine ausreichende Verdichtungswirkung nur durch eine Verringerung des Rasterabstandes der Verdichtungspunkte und die Verwendung eines grobkörnigen Zugabematerials möglich war. Mit dieser Erkenntnis und weiteren Jahren der praktischen Erfahrung wurde im Jahre 1956 die erste Rüttelstopfverdichtung ausgeführt. Bei den Verdichtungsarbeiten für die Gründung einer Lokhalle in Braunschweig wurde erstmals der Tiefenrüttler so eingesetzt, dass er nach der Einbringung in den Untergrund zunächst wieder gezogen wurde. Der verbleibende Hohlraum wurde mit grobem Zugabematerial gefüllt, welches durch wiederholtes Einfahren des Rüttlers in den umgebenden Boden verstopft wird. Der Nachteil an der Methode ist offensichtlich: Zur sicheren Herstellung der Schottersäule ist es erforderlich, dass das Bohrloch zumindest kurzzeitig standfest ist. Weiterhin muss der Rüttler mehrfach vollständig aus dem Bohrloch gehoben und für die Verstopfungsvorgänge wieder abgesenkt werden. Weiterentwicklungen und gerätetechnische Verbesserungen führten schließlich zur Einführung des Schleusenrüttlers im Jahre 1976 (vgl. Bild 4). Der Zugabestoff wird hierbei über eine Materialschleuse und ein außen am Rüttler aufgebrachtes Zuführungsrohr an die Rüttlerspitze geleitet. Nach Erreichen der Solltiefe tritt das Material unterstützt durch Druckluft und gleichzeitiges Ziehen des Rüttlers an der Rüttlerspitze aus. Nach einer Hubhöhe von etwa 0,5 m bis 1 m wird der Rüttler wieder abgesenkt und das Material gegen den anstehenden Boden verstopft. Dieser Vorgang wird solange wiederholt, bis die Säule in den geplanten Abmessungen hergestellt ist (vgl. Bild 4).

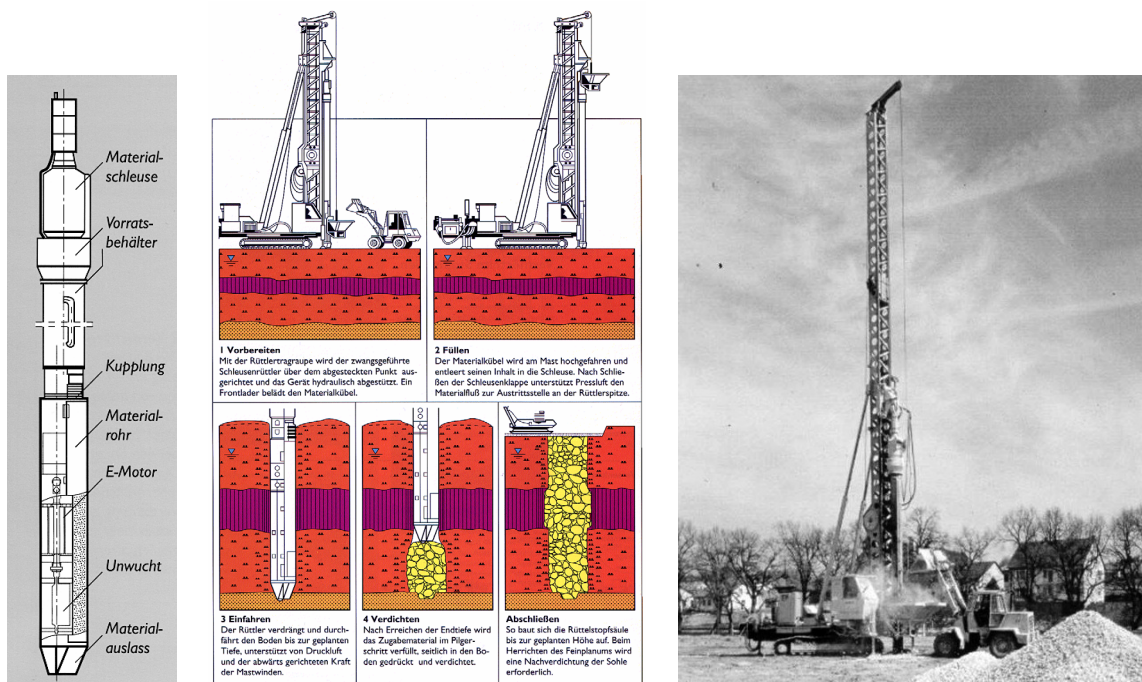


Bild 4: Schleusenrüttler (links), Arbeitsablauf der Rüttelstopfverdichtung (Mitte) und Trägergerät (rechts) aus KELLER (2002).

In vielen Anwendungen ist der Schleusenrüttler mäklergeführt, sodass neben dem Eigengewicht über Seilzüge noch eine zusätzliche vertikale Kraft aufgebracht werden kann, um das Zugabematerial im anstehenden Boden zu verstopfen.

Eine Alternative zum verdrängenden Verfahren mit dem Schleusenrüttler ist die Herstellung von Rüttelstopfsäulen mit einem Tiefenrüttler. Dieser wird unter Wasserspülung in den Untergrund versenkt. Dabei wird Bodenmaterial gefördert. Ist die Solltiefe erreicht, wird der durch die Wasserströmung offen gehaltene Ringspalt dazu genutzt, das Zugabematerial an die Rüttlerspitze zu befördern. Es wird an der Oberfläche in den Ringspalt geschüttet und sinkt an die Sohle ab, wo es durch wiederholtes Absenken des Rüttlers mit dem Boden verstopft wird (vgl. Bild 5). Die seitliche Verdrängung des anstehenden Materials ist bei dieser Methode geringer als bei der Herstellung mit dem Schleusenrüttler. Im englischen Sprachraum spricht man auch von der *wet method* im Gegensatz zur *dry bottom feed method* mit dem Schleusenrüttler.

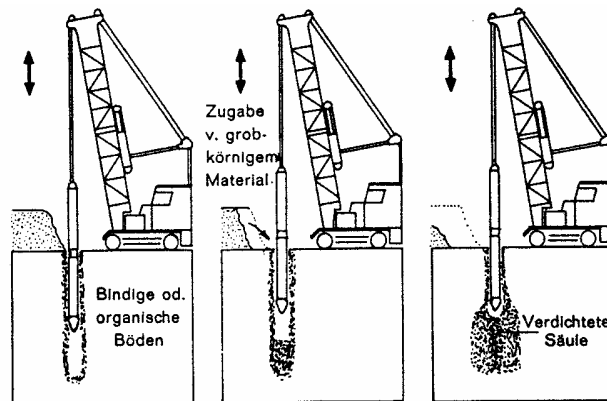


Bild 5: Arbeitsablauf bei der Herstellung von Rüttelstopfsäulen mit einem Tiefenrüttler – *wet method* aus FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR DAS STRAßENWESEN (1979).

In der zeitlichen Entwicklung liegt die Verwendung der *wet method* vor der Herstellung von Schottersäulen mit dem Schleusenrüttler. Infolge der durch die Wasserspülung entstehenden Bodenförderung an die Geländeoberfläche spricht man auch von einem Bodenersatzverfahren – im englischen Sprachraum *vibro replacement* – im Gegensatz zum verdrängenden Verfahren. Die Tatsache, dass die mit hohem Feinkornanteil befrachteten Spülwässer aufwendig aufbereitet werden müssen, führte in Europa zu einem nahezu ausschließlichen Einsatz der Rüttelstopfverdichtung mit dem Schleusenrüttler.

Als Zugabematerial wird im Allgemeinen Schotter verwendet. Dabei kann es sich um gebrochenes Material oder Kies handeln. Generell gilt, dass das Material durch das wiederholte Absenken des Rüttlers bestmöglich verdrängt und verdichtet werden muss. In Abhängigkeit vom gewählten Verfahren ist die Korngröße des Zugabematerials durch die Notwendigkeit bestimmt, bis zur Rüttlerspitze zu gelangen. Bei Einsatz eines Schleusen-

rüttlers sollte das Material Korngrößen zwischen 10 mm und 40 mm aufweisen (vgl. GREENWOOD und KIRSCH (1983)).

Verwandte Technologien, wie z.B. das Compozer-Verfahren, erzeugen gestampfte Sandsäulen. Diese sind jedoch nicht Gegenstand der weiteren Untersuchungen. Ausdrücklich sei an dieser Stelle vermerkt, dass sich die in dieser Arbeit vorgestellten Untersuchungen einzig mit dem Verhalten von Rüttelstopfsäulen befassen. Deren Tragverhalten ist maßgeblich von der Tatsache geprägt, dass die Schottersäulen aufgrund der vertikalen Belastung radiale Dehnungen erfahren, welche die Reaktionskräfte des umgebenden Bodens aktivieren. Es handelt sich also nicht um pfahlartige Tragelemente, wie z.B. Betonrüttelsäulen oder Fertigmörtel-Stopfsäulen. Diese weisen im Gegensatz zu Schottersäulen das klassische Tragverhalten eines Pfahles mit der Aktivierung von Mantelreibung und Spitzendruck auf.

2.2.3 Anwendungsgrenzen

Aus der Entwicklung des Verfahrens wird deutlich, dass die Rüttelstopfverdichtung die Anwendungsgrenzen der Rütteldruckverdichtung oder Vibro-Compaction auf die Verbesserung feinkörniger Böden erweitert. Bezüglich der Kornverteilung des zu verbessernden Bodens sind die Anwendungsgrenzen in Bild 6 gezeigt.

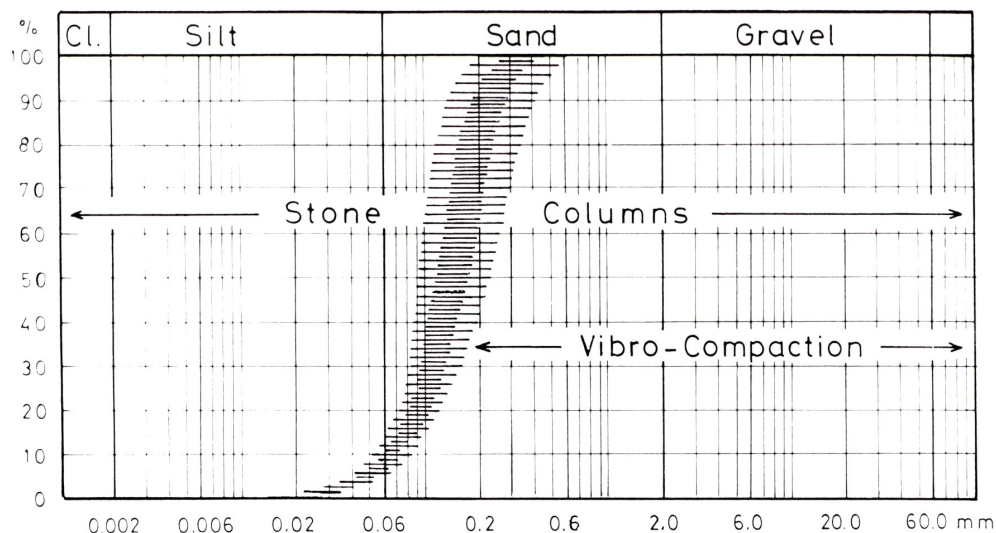


Bild 6: Anwendungsgrenzen des Verfahrens aus MOSELEY und PRIEBE (1993).

In den nächsten Abschnitten wird gezeigt, dass die Tragwirkung der Schottersäulen im Wesentlichen durch die Interaktion zwischen Säulenmaterial und Boden bestimmt wird. Die Säule wird vom umgebenden Untergrund gestützt, der dazu eine bestimmte Festigkeit aufweisen muss. Die Werte für die erforderliche undrainierte Scherfestigkeit schwanken zwischen 7,5 kPa nach GREENWOOD, HINZE und DONEL (1972) und 15 kPa nach FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR DAS STRAßENWESEN (1979). RAJU und HOFFMANN (1996) berichten von der erfolgreichen Ausführung von Rüttelstopfverdichtungsmaßnahmen in Böden mit einer undrainierten Scherfestigkeit von $c_u \leq 10$ kPa bei zwei Projekten in Malaysia.

WONG (1975) wertet zwölf Anwendungsbeispiele von Schottersäulen in weichen kohäsiven Böden aus. Die niedrigsten c_u -Werte liegen in diesem Fall bei 5 kPa.

Theoretisch sind mit dem Nassverfahren keine Begrenzungen im Hinblick auf die Säulenlänge gesetzt. Mit Aufsatzrohren kann der Tiefenrüttler schussweise verlängert werden. RAJU und HOFFMANN (1996) berichten von der Ausführung von Säulen bis in 26 m Tiefe. Derartige Säulenlängen sind allerdings nur dann noch sinnvoll, wenn die Verbesserungsmaßnahme die Erhöhung der Standsicherheit oder die Verminderung des Verflüssigungspotentials bei seismischen Risiken zum Ziel hat. Man kann davon ausgehen, dass Säulendurchmesser von bis zu 1,2 m in weichen Böden sicher und kontinuierlich hergestellt werden können. Größere Durchmesser können zwar durch längere Verstopfungszeiten erreicht werden, sind dann aber nur noch mit großem Aufwand kontrollierbar herzustellen.

2.3 Tragverhalten von Rüttelstopfsäulen

2.3.1 Wirkungsweisen

Schottersäulen verbessern den Untergrund auf vielfältige Weise. Die höhere Steifigkeit des verdichteten Einbaumaterials im Vergleich zum umgebenden Boden führt zu einer Konzentration der Belastung auf den Säulen und mindert so den Gesamtbetrag der Verformungen. Aufgrund der Tatsache, dass das Säulenmaterial eine wesentlich höhere Durchlässigkeit als der zu verbessernde bindige Boden aufweist, wirken die Säulen auch als Vertikaldrains. Auf diese Weise wird der Zeitraum bis zum Erreichen der Endsetzungen erheblich verkürzt. Das Einbaumaterial weist eine höhere Scherfestigkeit als der umgebende Boden auf. Aus diesem Grund verbessern Schottersäulen den Untergrund auch im Hinblick auf seine Traglast bzw. Grenztragfähigkeit. Der tragfähigkeitserhöhende Effekt wird durch die Konzentration der Belastung auf die Säulen noch verstärkt. Es wird also auch die Standsicherheit der Gründung verbessert.

Das Vorhandensein von Schottersäulen führt zu einer Reduktion des Verflüssigungspotentials von Schluffen und Sanden im Erdbebenfall. Die Kombination aus Verdichtung, Drainage, Scherfestigkeitserhöhung und Spannungsreduktion im umgebenden Boden bewirkt, dass Verflüssigung und der damit einhergehende völlige Festigkeitsverlust verhindert werden.

Untersuchungen zur Setzungsbeschleunigung und zur Reduktion des Verflüssigungspotentials sind nicht Gegenstand dieser Arbeit. Näheres zur Setzungsbeschleunigung kann beispielsweise BALAAM und BOOKER (1981) oder KIRSCH (2002) entnommen werden. Ein Handbuch der JAPANESE GEOTECHNICAL SOCIETY (1998) oder PRIEBE (1998) beschäftigen sich mit dem Verhalten von Schottersäulen im Erdbebenfall. Bild 7 fasst die unterschiedlichen Effekte der Baugrundverbesserung durch Schottersäulen zusammen.

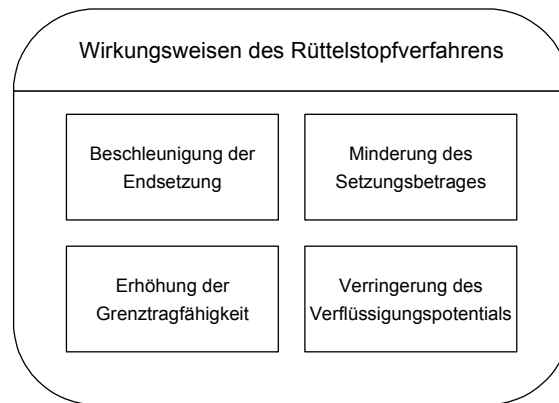


Bild 7: Wirkungsweisen des Rüttelstopfverfahrens.

2.3.2 Tragmechanismen

Eine Gründung mit Rüttelstopfsäulen kann unterschiedlichen Belastungssituationen unterworfen sein, die sich jeweils auf das Lastabtragsverhalten auswirken (vgl. Bild 8).

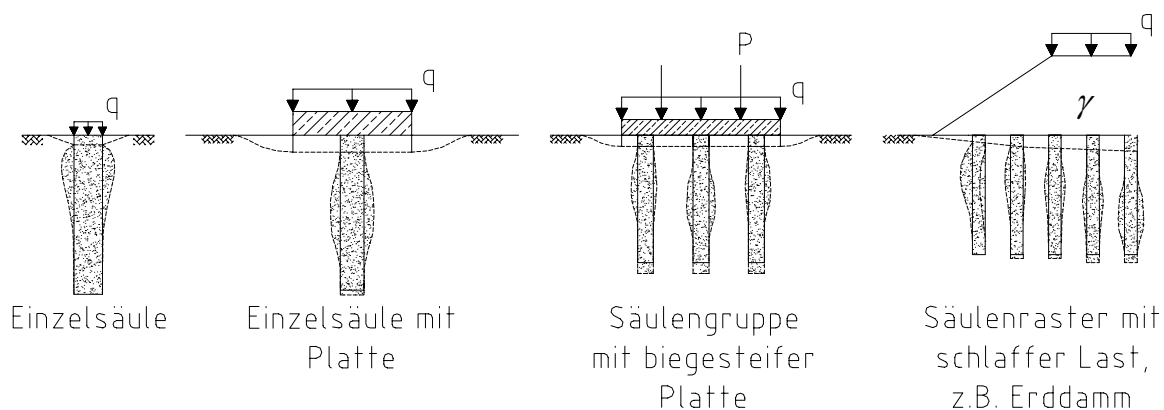


Bild 8: Belastungssituationen von Rüttelstopfsäulen.

Der Schwerpunkt dieser Arbeit liegt auf der Untersuchung des Tragmechanismus von Säulengruppe, da in diesem Bereich bislang wenige Erkenntnisse vorliegen. Die weitaus meisten heute bekannten Berechnungsansätze gehen dagegen von der Einzelsäule oder dem ausgedehnten Raster aus.

Bei Belastung werden die Spannungen im Material höherer Steifigkeit – also dem Säulenmaterial – konzentriert. Dies bewirkt eine Entlastung des anstehenden weichen Bodens. Unter der Annahme, dass sich in einem horizontalen Schnitt die Vertikalverschiebungen der Säule und des umgebenden Bodens gleichen, ergibt sich infolge der geringeren Belastung des Bodens der setzungsreduzierende Effekt der Rüttelstopfverdichtung. NAHRGANG (1976) hat Versuche an einer Einheitszelle mit Messung der Verschiebungen vorgestellt, die nahezu identische Vertikalverschiebungen von Boden und Säule aufweisen. Numerische Berechnungen von BALAAM und POULOS (1983) kommen zum gleichen Ergebnis.

Die Übertragbarkeit dieser Annahme auf eine schlaaffe Gründungslast, beispielsweise durch eine Dammschüttung oder eine Behältergründung wird beispielsweise von GRUBER (1994) untersucht. Er findet Setzungsunterschiede zwischen Säule und umgebenden Boden zwischen 5 % und 13 % der Gesamtsetzungen bei einem großmaßstäblichen in situ Versuch. Unter Berücksichtigung der Steifigkeitsunterschiede zwischen Säulenmaterial und Boden, kann von einer nahezu gleichmäßigen Setzung gesprochen werden.

Im Gegensatz zum Tragverhalten eines relativ starren Elementes, z. B. eines Pfahles, der zur Ableitung der Lasten in den Untergrund Relativverschiebungen am Elementmantel benötigt, findet bei Rüttelstopfsäulen die Lastübertragung auf den Untergrund durch Weckung des horizontalen Erdwiderstandes statt. Aufgrund der hohen Belastung und der wegen der hohen Verdichtung geringen Möglichkeit zur Volumenreduktion des Säulenmaterials reagieren die Säulen auf vertikale Belastung durch seitliches Ausbauchen, dem der Boden in Abhängigkeit seiner Festigkeit Widerstand leistet. Dieses Ausbauchen wird noch verstärkt, da das Säulenmaterial schon unter relativ geringen Gesamtlasten aufgrund der erhöhten Vertikalspannungen bereichsweise plastifiziert. Das verdichtete, engverzahnte Säulenmaterial neigt bei Scherfestigkeitsüberschreitung zu dilatantem Verhalten, was zu einer Steigerung der Ausbauchung führt. GRUBER (1994) zeigt Spannungspfade des Säulenmaterials, die das Überschreiten der Schubfestigkeit nahe legen.

Das Ausbauchen wurde in vielfältigen Untersuchungen bestätigt, z. B. in HUGHES und WITHERS (1974); HUGHES, WITHERS und GREENWOOD (1975); BRAUNS (1980) oder BARKSDALE und BACHUS (1983). HUGHES und WITHERS (1974) zeigen anhand von umfangreichen Modellversuchen, dass die Säulenmantelflächen bis zu 25% des ursprünglichen Säulenradius an horizontaler Deformation erfahren (vgl. Bild 9). HUGHES, WITHERS und GREENWOOD (1975) beobachten dasselbe Verformungsbild an einer ausgegrabenen Schottersäule.

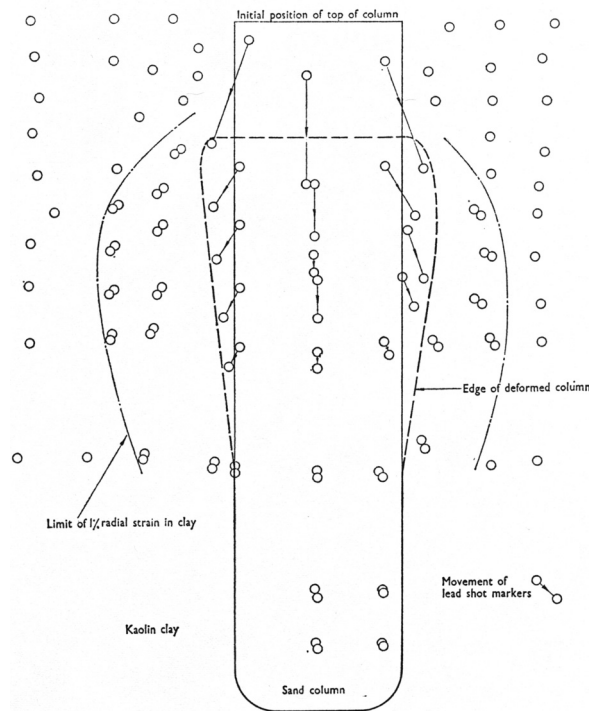


Bild 9: Ausbauchen einer Schotterssäule im Modellversuch (aus HUGHES und WITHERS (1974)).

Durch das Ausbauchen der Säulen wird im umgebenden Boden Widerstand aufgebaut. Die dazu erforderlichen Verformungen führen zu Setzungen an der Geländeoberkante. Mit den Setzungen entstehen im umgebenden Boden erhöhte Vertikalspannungen, was auch zu einer Steigerung der Horizontalspannungen und damit der seitlichen Stützung der Säulen führt. Das Gesamttragverhalten ist also wesentlich auf der Interaktion zwischen Säule, Boden und Lastaufbringung begründet. In Bild 10 ist dieses Tragverhalten schematisiert dargestellt.

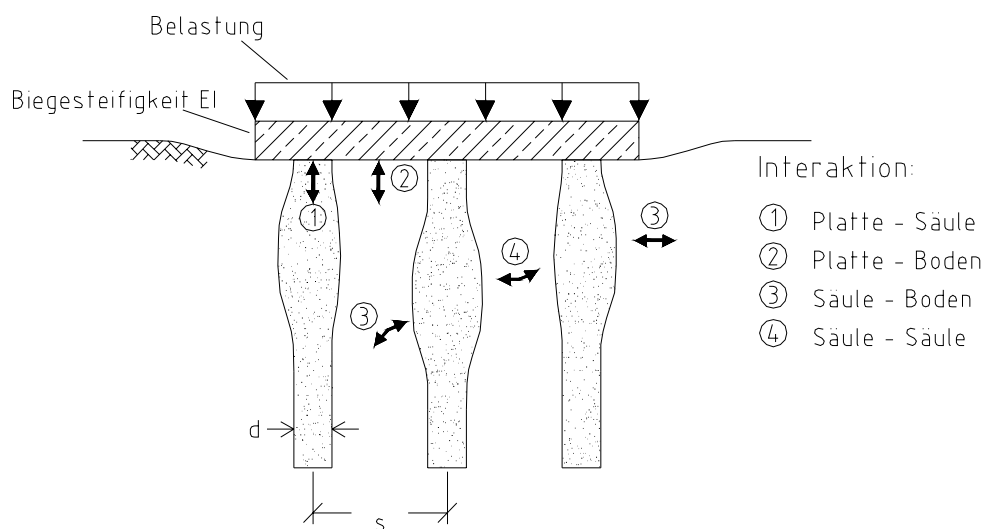


Bild 10: Tragverhalten von Schotterssäulen – Interaktion Boden, Säule, Lastaufbringung.

In VAN IMPE und MADHAV (1992) ist die Interaktion Säule-Boden an einem rheologischen Modell veranschaulicht (vgl. Bild 11 a). In Analogie dazu wird in Bild 11 b ein vollständig elasto-plastisches Modell der Interaktion Boden – Säule – Lastaufbringung gezeigt.

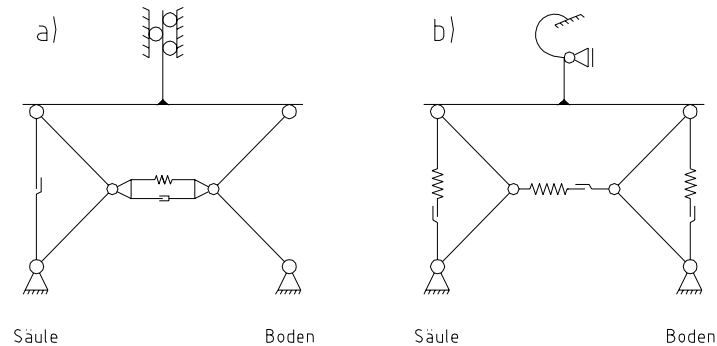


Bild 11: a) Rheologisches Modell (nach VAN IMPE und MADHAV (1992))
b) Vollständig elasto-plastisches Modell.

Dem Gruppenverhalten von Baugrundverbesserungssäulen ist bislang nur wenig Aufmerksamkeit geschenkt worden. Eine Reihe von Modellversuchen an der University of Glasgow hat sich mit diesem Thema befasst. Die Ergebnisse sind in HU (1995) und WOOD, HU und NASH (2000) vorgestellt. Ein Teil der Untersuchungen wurde in Kooperation mit dem Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig durchgeführt. Die Ergebnisse werden in Kapitel 3 eingehend erläutert. Bild 12 zeigt einen Querschnitt der freigelegten Säulengruppe nach der Belastung durch ein starres Fundament. Das unterschiedliche Verformungs- und Bruchverhalten von Mittelsäule A und Randsäule B zeigt das Zusammenwirken der Säulen als Gruppe.

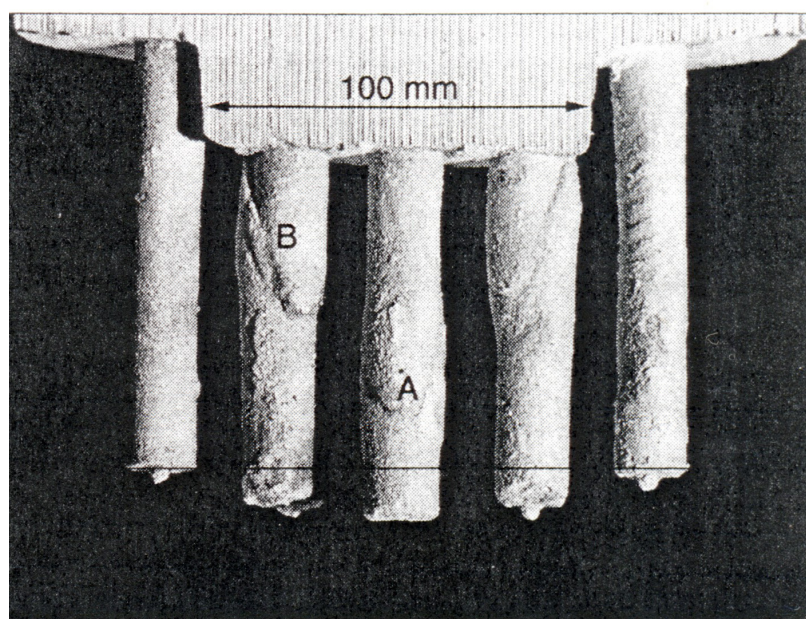


Bild 12: Modellversuch zum Gruppentragverhalten (aus WOOD, HU und NASH (2000)).

In vielen Anwendungen der Baugrundverbesserung mit Rüttelstopfverdichtungen liegen die Säulenköpfe nicht unmittelbar unter der Belastungsebene. Entweder wird eine lastverteilende Ausgleichsschicht vorgesehen oder es sind zusätzliche horizontale Tragglieder zur Lastverteilung angeordnet. Bis zu einem gewissen Grad entsteht eine Ausgleichsschicht auch durch die allgemein übliche oberflächennahe Verdichtung im Anschluss an die Säulenherstellung. Bild 13 veranschaulicht die Lastkonzentration in den Säulen aufgrund einer möglichen Gewölbewirkung in einer Ausgleichsschicht. Ob es tatsächlich zu einer zusätzlichen Lastkonzentration auf die Säulen kommt, ist von den geometrischen Abmessungen wie Säulenabstand s_a , Säulendurchmesser d und Dicke der Ausgleichsschicht h abhängig.

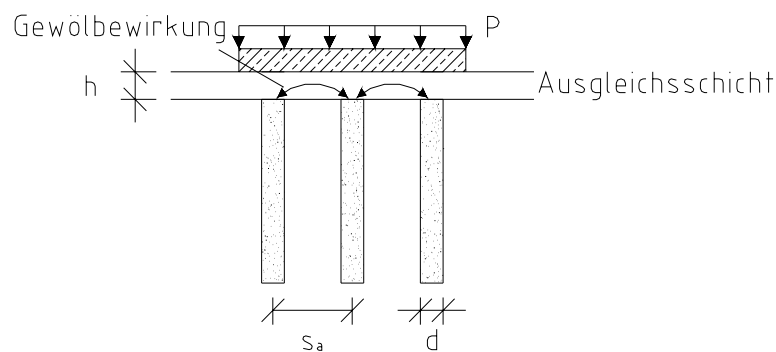


Bild 13: Gewölbewirkung innerhalb einer Ausgleichsschicht.

2.3.3 Bruchmechanismen

Das Tragvermögen einer Gründung auf Schottersäulen ist durch eine Reihe möglicher Grenzzustände beschränkt. Im Folgenden wird dabei von Bruchmechanismen oder Versagensformen die Rede sein, obwohl eine Abgrenzung zwischen Bruch- und Tragverhalten einer Gründung auf Schottersäulen nicht immer eindeutig möglich ist. Bild 14 zeigt die denkbaren Bruchmechanismen einer Einzelsäule. Im Allgemeinen werden die Grenzzustände Ausbauchen (a), Abscheren (b) und Versinken (c) betrachtet.

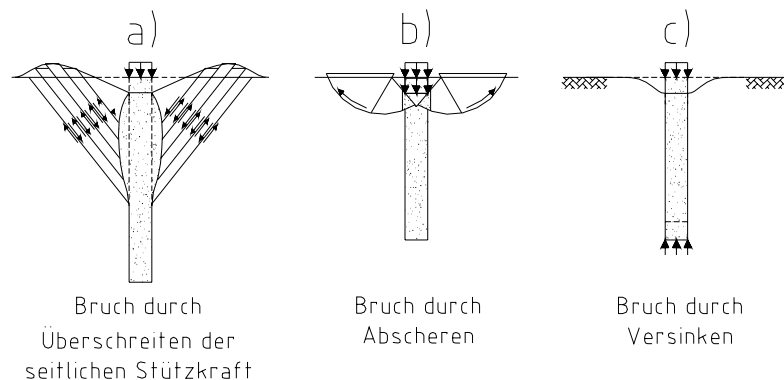


Bild 14: Bruchmechanismen einer Einzelsäule.

Das Ausbauchen des Säulenmaterials ist der Haupttragmechanismus einer Schottersäule. Im Grenzzustand kann der umgebende Boden keine weitere Horizontalspannung aufnehmen. In Modellversuchen an Einzelsäulen zeigen HUGHES und WITHERS (1974), dass das Ausbauchen bis in Tiefen auftritt, die etwa dem vierfachen des Säuledurchmessers d entsprechen, während kurze Säulen mit einer Länge von $l \leq 4 \cdot d$ durch Eindringen des Säulenfußes versagen. Brauns (1978) gibt eine kritische Länge l_{krit} an, bei deren Unterschreitung schwimmende Einzelsäulen versinken:

$$l_{\text{krit}} = \frac{d}{4} \left(\frac{\sigma_{s,0}}{c_u} - 9 \right), \quad (7)$$

wobei: $\sigma_{s,0}$ Belastung auf die Säule [kPa],
 c_u Undrainierte Scherfestigkeit des Bodens [kPa].

Bei kurzen Säulen, die in eine tragfähige Schicht einbinden und ausreichende seitliche Stützung aufweisen, ist die Ausbildung einer Gleitfläche durch Säule und Boden eine weitere mögliche Versagensform. MADHAV & VITKAR (1978) geben eine erweiterte Grundbruchformel für diesen Fall an.

Säulengruppen weisen prinzipiell dieselben Bruchformen auf. Aufgrund der oben beschriebenen Interaktionen findet ein komplexes Zusammenspiel der Mechanismen in Abhängigkeit von Material-, Geometrie und Belastungsparametern statt. In Bild 15 sind mögliche Bruchfiguren schematisch dargestellt.

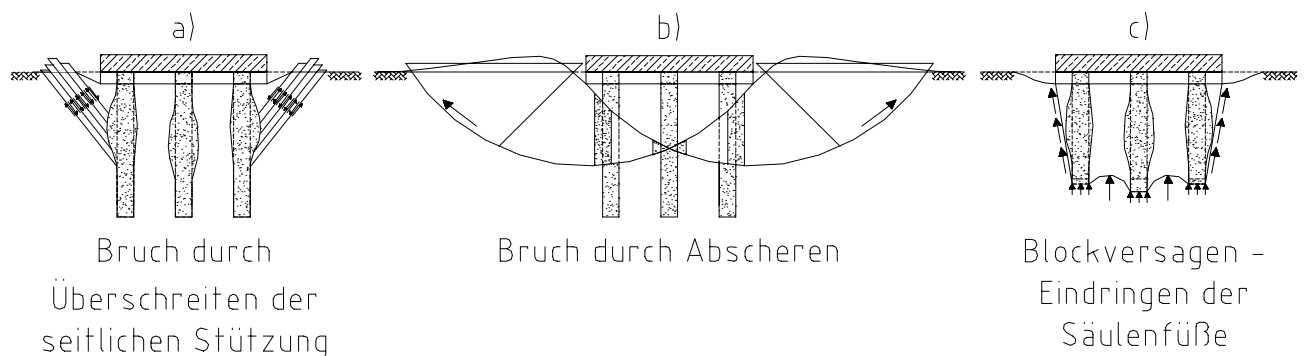


Bild 15: Bruchmechanismen einer Säulengruppe.

MUIR-WOOD, HU und NASH (2000) ermitteln in ihrer Analyse des Bruchverhaltens zusätzlich zu den oben angegebenen Versagensformen eine weitere, die sich durch starke Verkrümmung einer Rand- oder Ecksäule auszeichnet. Bei späteren Betrachtungen in dieser Arbeit wird dieser Zustand als unsymmetrisches Ausbauchen eingeordnet.

2.4 Berechnungsverfahren für Rüttelstopfsäulen

Im Zuge der Erschließung immer vielfältigerer Anwendungsbereiche von Rüttelstopfsäulen in den vergangenen Jahrzehnten und des mit der technischen Entwicklung parallel laufenden Verständnisses der Zusammenhänge wurde eine Vielzahl unterschiedlicher Berechnungsverfahren entwickelt. Eine Einteilung der Berechnungsverfahren kann unter unterschiedlichen Gesichtspunkten vorgenommen werden. Sie lassen sich entweder nach der Berechnungsmethode, nach der zugrunde liegenden Geometrie oder nach dem Ergebnis, also entweder der Bruchlastermittlung, der Setzungsreduktion oder der Setzungsbeschleunigung gliedern.

Einige Berechnungsverfahren stützen sich ausschließlich auf empirische Grundlagen, andere nutzen analytische Ansätze, die häufig auf Modellen der zylindrischen Hohlraum- aufweitung basieren. Wieder andere Verfahren führen empirische Faktoren in die analytischen Zusammenhänge ein und werden daher im Folgenden als analytisch-empirische Ansätze bezeichnet. Schließlich gibt es eine weitere Gruppe von Methoden, die sich auf numerische Berechnungen stützen und darauf aufbauend Bemessungsdiagramme angeben.

Die meisten Berechnungsmethoden befassen sich entweder mit der Einzelsäule oder dem quasi-unendlichen Säulengitter. Letzteres wird dann vereinfacht, indem das Modell der Einheitszelle zugrunde gelegt wird. Nur wenige Berechnungsverfahren berücksichtigen das Verhalten von Säulengruppen.

Vom praktischen Gesichtspunkt ist die Setzungsreduktion im Gebrauchslastbereich durch den Einsatz von Schottersäulen das entscheidende Ergebnis einer Bemessung. Die Tragfähigkeit muss durch eine Bruchlastermittlung gesichert sein. Zusätzlich können Aussagen über den Zeitraum bis zum Erreichen der Endsetzungen oder die Reduktion des Verflüssigungspotentials erforderlich sein.

Im Verlaufe der vorliegenden Arbeit werden einige Verfahren angewendet, um als Vergleich für Messungen oder Ergebnisse numerischer Berechnungen zu dienen. Zur Übersicht sind in Tabelle 1 die den Verfahren zugrunde liegenden Annahmen zusammengestellt. Tabelle 2 enthält die für die Berechnung notwendigen Eingangsparameter.

Das ideale Berechnungsmodell sollte alle genannten Interaktionen richtig abbilden. Insbesondere die Berücksichtigung des elasto-plastischen Materialverhaltens der Säulen sowie der Dilatanz sind von Bedeutung. Es muss in der Lage sein, den Spezialfall der Säulengruppe ebenso abzubilden wie das ausgedehnte Raster oder die Einzelsäule. Die Erfüllung aller Forderungen führt zu technisch und wirtschaftlich aufwendigen Modellen, die nicht Stand der Technik sind.

Tabelle 1: Gegenüberstellung der Modellannahmen und Berechnungsansätze.

Berechnungsverfahren nach:		Priebe	Goughnour/ Bayuk	Bouassida	Hughes / Withers	Brauns	Van Impe / Madhav	Baalam / Booker
Säulenordnung	Einzeisäule	●		●	●	●		
	Säulengruppe	●		●				
	Säulenraster/ Einheitszelle	●	●	●			●	●
Entwicklungsansatz	Empirisch	●			●			
	Analytisch	●	●	●	●	●	●	●
	Numerisch							●
Berechnungsergebnis	Bruchlast			●	●	●		
	Setzung	●	●				●	●
Verformungsverhalten Säule	elastisch							
	elasto-plastisch	●	●				●	●
Verformungsverhalten Boden	elastisch	●					●	
	elasto-plastisch		●					●
Lagerung der Säule	schwimmend	●		●				
	stehend	●	●	●	●	●	●	●
Unterteilung des Bodens	keine			●	●	●	●	
	Schichten/Scheiben	●	●					●

Tabelle 2: Gegenüberstellung der Berechnungsparameter.

Berechnungsverfahren nach:		Priebe	Goughnour/ Bayuk	Bouassida	Hughes / Withers	Brauns	Van Impe / Madhav	Baalam / Booker
Säule	Wichte γ	●	●					●
	Reibungswinkel ϕ'	●	●	●	●	●	●	●
	Kohäsion c'			●				
	Steifigkeit E / E_s	●	●				●	●
	Poissonzahl ν	●	●				●	●
	Dilatanz ψ						●	●
Boden	Wichte γ	●	●					●
	Reibungswinkel ϕ'		●	●				
	Kohäsion c'			●				
	Undrainierte Scherfestigkeit c_u				●	●		
	Steifigkeit E / E_s	●					●	●
	C_c / e_0		●					
	Poissonzahl ν	●					●	●
	Anfangsspannungs- zustand		●	●				
	Auflast		●	●				

Eine gute Übersicht über die existierenden Bemessungsverfahren ist beispielsweise in SOYEZ (1987) oder in BERGADO et al. (1994) gegeben, so dass im Folgenden nur eine Auswahl der wichtigsten Verfahren vorgestellt wird.

2.4.1 Bruchlastermittlung

2.4.1.1 Einzelsäule

Die einfachste Abschätzung der Bruchlast einer Einzelsäule kann nach einem Ansatz von BELL (1915) (zitiert nach BRAUNS (1978)) erfolgen. Zur Ermittlung der Bruchlast wird das Grenzgleichgewicht eines Bodenelementes am Säulenmantel ermittelt (vgl. Bild 16).

BRAUNS (1978) beschreibt das Traglastproblem durch Abscheren eines kegelstumpfförmigen Bruchkörpers und ermittelt so eine maximale vertikale Beanspruchung von:

$$\sigma'_{v,\max} = \left(q + \frac{2 \cdot c_u}{\sin(2 \cdot \delta)} \right) \cdot \left(1 + \frac{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_s}{2}\right)}{\tan \delta} \right) \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_s}{2}\right), \quad (11)$$

wenn einige vereinfachende Annahmen getroffen werden. Darin sind:

$\sigma'_{v,\max}$	Maximale Vertikalspannung in der Säule [kPa],
φ_s	Reibungswinkel des Säulenmaterials [rad],
q	Geländeauflast neben der Säule [kPa],
δ	Gleitflächenwinkel [rad],
c_u	Undrainierte Scherfestigkeit des Bodens [kPa].

Der maßgebende Gleitflächenwinkel muss durch Iteration gefunden werden oder kann Diagrammen entnommen werden.

2.4.1.2 Säulenraster

Die Näherungslösung des quasi-unendlichen Säulenrasters als idealisierte Einheitszelle bedingt die Annahme der Gleichheit der vertikalen Verschiebungen und der unverschieblichen Berandung. Die Einheitszelle ist damit mit dem eindimensionalen Konsolidationsversuch vergleichbar und weist aus diesem Grund keine Bruchlast auf.

2.4.1.3 Säulengruppe

Zur Ermittlung der Traglast werden häufig Methoden verwendet, welche die Scherparameter des verbesserten Baugrundes räumlich mitteln. An diesem homogenisierten Modell werden dann Standsicherheitsnachweise geführt (vgl. ABOSHI et al. (1979) und PRIEBE (1995)). Dabei wird die Gewichtung der Scherparameter in unterschiedlicher Art und Weise vorgenommen und ist häufig nicht physikalisch begründet.

BARKSDALE und BACHUS (1983) entwickeln einen Ansatz zur Abschätzung der Bruchlast einer Säulengruppe, indem sie eine ebene Gleitfläche in der Säulengruppe annehmen (vgl. Bild 17). Die Bruchlast q_{ult} ermitteln sie zu:

$$q_{ult} = \sigma_3 \cdot \tan^2 \beta + 2 \cdot c_{avg} \cdot \tan \beta. \quad (12)$$

Darin sind:	σ_3	Mittlerer Seitendruck [kPa],
	β	Neigung der Gleitfläche [°],
	c_{avg}	Mittlere Kohäsion [kPa].

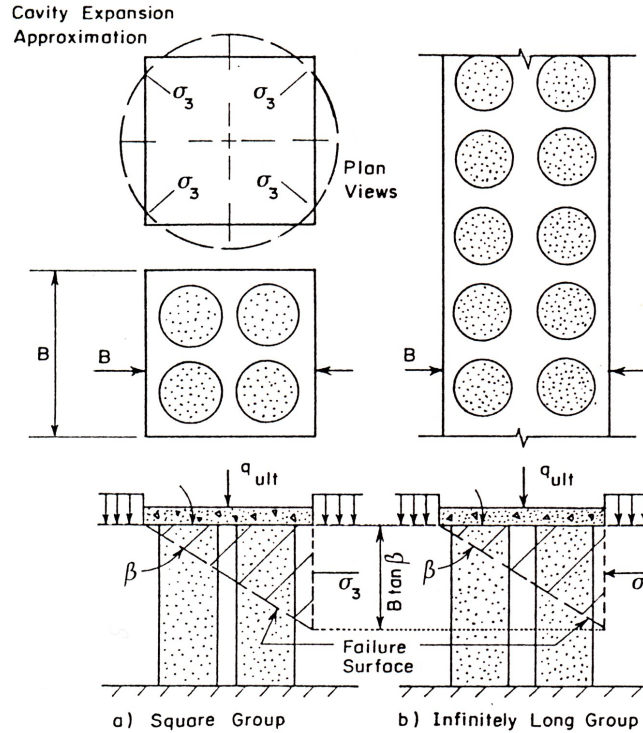


Bild 17: Traglast einer Säulengruppe (aus BARKSDALE und BACHUS (1983)).

Der mittlere Seitendruck wird für den ebenen Fall des Streifenfundamentes aus der klassischen Erddrucktheorie und im Falle des quadratischen Einzelfundamentes aus den Ansätzen der zylindrischen Hohlraumexpansion nach VESIC (1972) ermittelt. Der maßgebende Gleitflächenwinkel β errechnet sich aus:

$$\beta = 45^\circ + \frac{\varphi_{\text{avg}}}{2}, \quad (13)$$

wobei:

$$\tan(\varphi_{\text{avg}}) = \frac{n}{\frac{A}{A_s} + (n-1)} \cdot \tan \varphi_s. \quad (14)$$

Eine komplexere Behandlung des Traglastproblems der Säulengruppe erarbeiten BOUASSIDA, DEBUHAN, und DORMIEUX (1995) und BOUASSIDA (2000, 2001). Auf der Grundlage der Traglasttheoreme entwickeln sie den statisch zulässigen Spannungszustand als untere Schranke und den kinematisch verträglichen Bruchzustand als obere Schranke und schließen aus deren Gleichheit auf die ermittelte Traglast.

Das Säulenmaterial und der umgebende Boden sind homogen und isotrop. Für das Säulenmaterial wird die Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb formuliert:

$$f(\sigma) = \sigma_1 \cdot (1 - \sin \varphi_s) - \sigma_3 \cdot (1 + \sin \varphi_s) - 2 \cdot c_s \cdot \cos \varphi_s \leq 0. \quad (15)$$

Der Boden wird undrainiert angenommen und folgt der Bruchbedingung von Tresca:

$$f(\sigma) = \sigma_1 - \sigma_3 - 2 \cdot c_u \leq 0. \quad (16)$$

Die Ableitungen werden sowohl für eine aufstehende Säulengruppe als auch für schwimmende Säulengruppen vorgenommen. Die Dichte der Säulengruppe wird durch das Verhältnis der Säulenfläche zur Fundamentfläche A_S/A_F berücksichtigt. Das Problem wird dann als axialsymmetrisches Spannungsfeld mit drei Zonen vereinfacht.

2.4.2 Setzungsreduktion

Nahezu alle Ansätze zur Ermittlung der Setzungsreduktion durch den Einsatz von Stopfsäulen gehen vom ausgedehnten Säulenraster aus. Zwar machen einige Autoren Angaben über die Verwendung der Zusammenhänge bei Säulengruppen; diese basieren aber ausschließlich auf extrem vereinfachenden Annahmen. Die Untersuchungen zum Setzungsverhalten der Einzelsäule sind selten. Nach BARKSDALE und BACHUS (1983) liegt die Abschätzung der Setzungen für Säulengruppen von weniger als etwa 20 bis 40 Säulen aus den Ansätzen für die Einheitszelle, also das ausgedehnte Säulenraster, weit auf der sicheren Seite, da die Spannungen infolge Auflast mit zunehmender Tiefe sinken. Aufbauend auf elastischen Berechnungen von Pfahlgruppen geben die Autoren ein Diagramm zur Abschätzung der Setzungen einer Säulengruppe aus den Setzungen einer Einzelsäule an, die beispielsweise durch eine Probelastung ermittelt werden können (vgl. Bild 18).

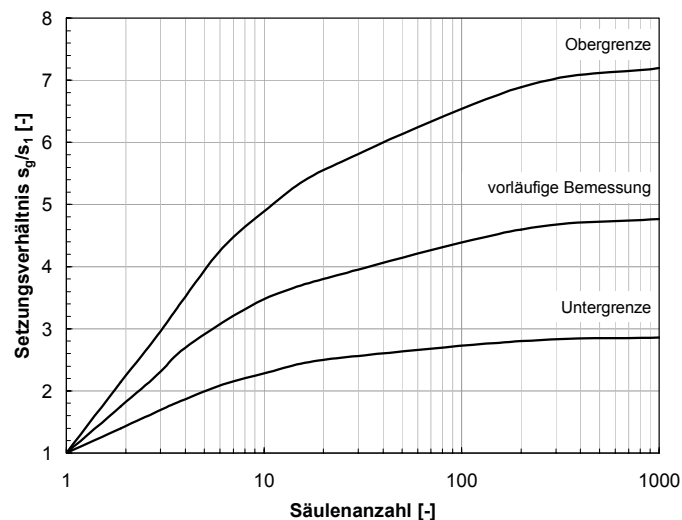


Bild 18: Setzungen einer Säulengruppe (s_g) im Verhältnis zu den Setzungen einer Einzelsäule (s_1) nach BARKSDALE und BACHUS (1983).

Die große Bandbreite zeigt die Unsicherheiten, die mit dem Setzungsverhalten von Säulengruppen verbunden sind, und belegt den Untersuchungsbedarf.

2.4.2.1 Empirische Ansätze

Obwohl keine direkten Aussagen zur Setzungsreduktion getroffen werden, sind in THORBURN (1975) erste Ansätze zur Bemessung einer Stopfverdichtung angegeben. Dort sind die maximal zulässigen Gebrauchslasten in Abhängigkeit von der undrainierten Scherfestigkeit des anstehenden Bodens gezeigt (vgl. Bild 19).

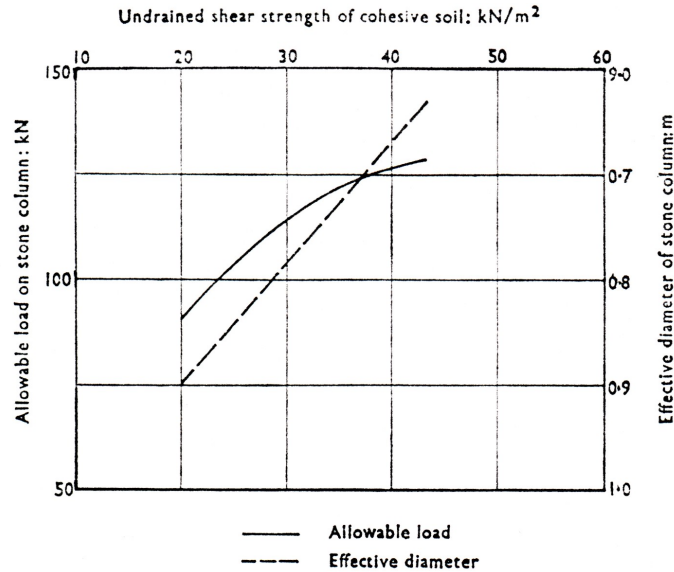


Bild 19: Zulässige Gebrauchslast je Säule (aus THORBURN (1975)).

GREENWOOD (1970) fasst beobachtete Setzungen an großflächigen Verbesserungsmaßnahmen zu einer Bemessungstafel zusammen (vgl. Bild 20).

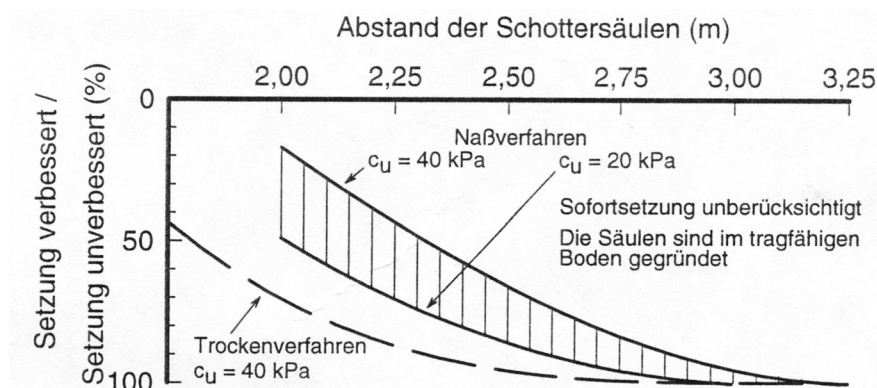


Bild 20: Setzungsminderung nach GREENWOOD (1970) (aus GRUBER (1994)).

2.4.2.2 Analytische und analytisch-empirische Verfahren

In einer Reihe von Veröffentlichungen von PRIEBE (1976, 1988, 1995) wird ein Bemessungsverfahren vorgestellt, welches im deutschen Sprachraum als das etablierteste Bemessungsverfahren anzusehen ist. Darin sind im Wesentlichen Lösungen für das ausgedehnte Säulenraster aber auch Ansätze für die Einzelsäule und die Säulengruppe enthalten. Die Berechnungen basieren auf den Annahmen der Einheitszelle und einer zylindrischen Hohlraumaufweitung. Dazu erweitert PRIEBE Berechnungsansätze, die von GIBSON und ANDERSON (1961) aus der pressiometrischen Hohlraumaufweitung abgeleitet wurden.

Zur einfacheren Handhabung sind die Parameter in Diagrammform aufbereitet. In Bild 21 sind der Grundwert der Verbesserung n , der dem hier verwendeten β entspricht, und das Diagramm zur Ermittlung der Setzungen eines Einzelfundamentes gezeigt.

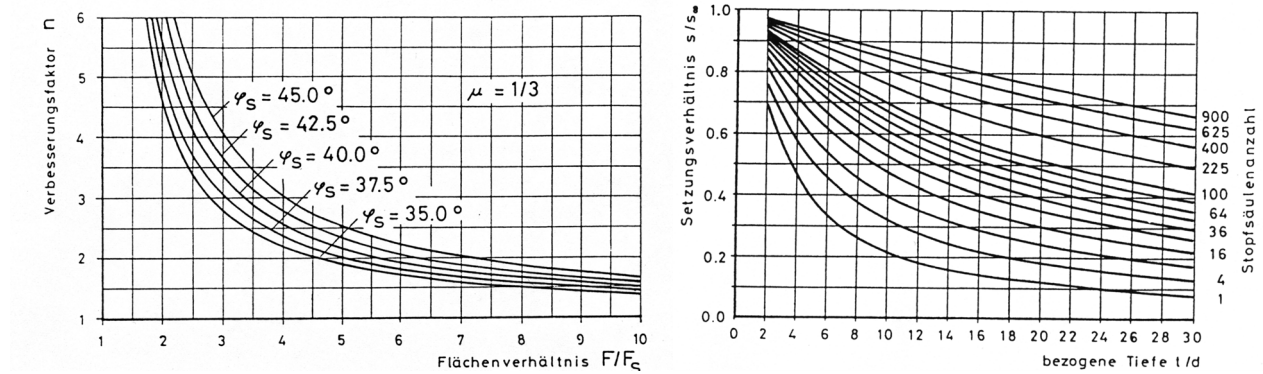


Bild 21: Setzungsverbesserung (aus PRIEBE (1990)).

Eine Erweiterung erfährt das Verfahren durch die Möglichkeit, die Setzungen von Streifen- oder Einzelfundamenten auf Säulengruppen zu ermitteln. Die Diagramme für Säulengruppen basieren auf stark vereinfachenden Ansätzen und müssen als rein empirisch bezeichnet werden. In der praktischen Anwendung entspricht das Verfahren von PRIEBE für Säulengruppen einer Setzungsberechnung mit horizontalen Lamellen, für die jeweils eine Setzung ohne Baugrundverbesserung nach klassischen Methoden und der Verbesserungsfaktor n_2 ermittelt werden.

In PRIEBE (2003) ist eine Erweiterung des PRIEBE-Verfahrens zur Ermittlung der Setzungen einer schwimmenden Anordnung der Rüttelstopfsäulen vorgestellt. Diese Erweiterung ist deshalb von besonderem Interesse, da dadurch die Einschränkung entfällt, dass die Säulen auf einer unnachgiebigen Schicht stehen. PRIEBE errechnet die Gesamtsetzungen s darin aus:

$$s = s_v + s'_e + s_u, \quad (17)$$

mit:

- s_v = nach PRIEBE berechnete Setzungen im verbesserten Bereich,
- s'_e = reduzierte Einstanzsetzungen,
- s_u = herkömmlich berechnete Setzungen unterhalb des verbesserten Bereichs.

Der Spannungsausgleich zwischen den erhöhten Spannungen in den Säulen und den Spannungen im Boden findet direkt unterhalb der Säulenfüße statt, d.h. die Spannungs-konzentration in den Säulen bleibt bis zu den Füßen voll erhalten. Dabei entstehen die so genannten Einstanzsetzungen s_e , die PRIEBE auf die reduzierten Einstanzsetzungen s'_e begrenzt, indem er die Kompressibilität der behandelten Schicht berücksichtigt:

$$s'_e = \frac{s_e \cdot s_0}{s_e + s_0}, \quad (18)$$

mit:

- s_e = Einstanzsetzungen,
- s_0 = Setzung der behandelten Schicht ohne Verbesserung.

Einige kommerzielle Programme zur Berechnung der Setzungen nach PRIEBE lassen den Setzungsbetrag s'_e unberücksichtigt, sodass sie nur für die Berechnung der Setzungen aufstehender Säulen geeignet sind. Dennoch lässt sich der fehlende Setzungsbetrag relativ leicht ausrechnen und kann dann zu den programmtechnisch ermittelten Setzungen addiert werden. So wird auch bei den später gezeigten Vergleichsberechnungen in dieser Arbeit verfahren.

Die Einstanzsetzungen s_e werden vereinfacht berechnet, indem mit dem Lastkonzentrationsfaktor m nach PRIEBE die Säulenfußkraft errechnet wird und unter Vernachlässigung der im Boden verbleibenden Spannungen die zusätzlichen Setzungen in der unterlagernden Schicht ermittelt werden. Die Einflusstiefe t_e ergibt sich dabei aus der Gleichheit der Spannungen σ_e infolge der Einstanzlast P_e und den Spannungen in der unterlagernden Schicht σ_u . Bild 22 veranschaulicht die angenommenen Spannungsverteilungen und die entstehenden Setzungsbeträge.

$$P_e = p \cdot A \cdot m \cdot s/s_\infty, \quad (19)$$

mit:

- p = Auflast [kPa],
- A = $A_F/\text{Säulenanzahl}$ = Einflussfläche [m²],
- m = Lastkonzentration nach Priebe [-],
- s/s_∞ = Faktor für begrenzte Lastfläche nach Priebe [-].

Aus der Einstanzlast P_e kann die Säulenspannung p_e über die Säulenfläche A_s errechnet werden. Dies entspricht einer kreisförmig verteilten konstanten Sohlpressung. Über die Spannungseinflusszahlen nach BOUSSINESQ (vgl. z.B. RODATZ (1995)) können die Spannungen σ_e und daraus die Einflusstiefe t_e und die Einstanzsetzungen s_e berechnet werden.

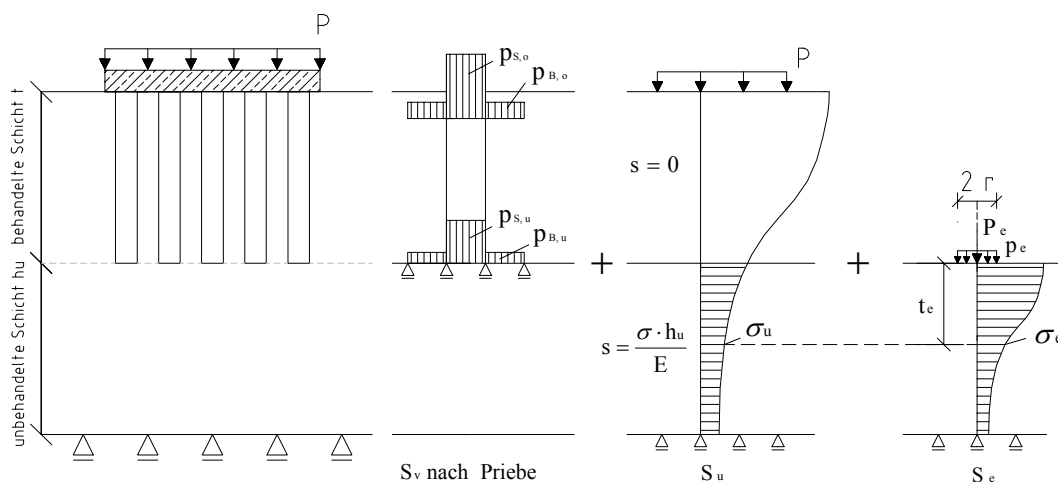


Bild 22: Ersatzsysteme und Ansatz der setzungserzeugenden Spannungen bei der Anwendung des Verfahrens nach PRIEBE auf schwimmende Säulengruppen und Spannungsausgleich unterhalb der Säulen.

Die Setzungen unterhalb der behandelten Schicht werden vereinfachend aus den in dieser Tiefe verbleibenden Spannungen errechnet, die sich ergeben, wenn keine Baugrundbesserung angeordnet wird. Die Setzungen können dann beispielsweise nach STEINBRENNER (vgl. z.B. RODATZ (1995)) ermittelt werden. Der Fehler, der dadurch entsteht, dass die Säulen die Last konzentrieren, wird mit der oben beschriebenen Ermittlung der Einstanzsetzungen ausgeglichen.

VANIMPE und DEBEER (1983) sowie VANIMPE und MADHAV (1992) stellen ein analytisches Verfahren zur Ermittlung der Setzungsreduktion des ausgedehnten Rasters vor. Die angenommenen Verformungen sind über die Säulenlänge konstant, die Säulen werden als aufstehend angenommen. Die Säulen befinden sich im plastischen Grenzzustand und weisen dilatantes Verhalten auf.

GOUGHNOUR und BAYUK (1979b) und GOUGHNOUR (1983) geben einen inkrementellen Lösungsansatz für die Setzungen der Einheitszelle an. Dabei werden für jede horizontale Scheibe eine elastische und eine elastisch-plastische Lösung für die vertikalen Verformungen bestimmt. Die größere der beiden ermittelten Setzungen ist die maßgebende. In Anhang A ist ein Flussdiagramm für den Ablauf der Berechnung gezeigt. Das Verfahren ist durch die iterative Lösung eines Systems von Gleichungen für die Handrechnung ungeeignet. Daher wurde im Rahmen dieser Arbeit ein Programm entwickelt, welches nach Eingabe der erforderlichen Eingangsparameter die Setzungen der Einheitszelle ermittelt.

MEIER und SCHANZ (1998) stellen eine Empfindlichkeitsanalyse der Ergebnisse nach GOUGHNOUR und BAYUK (1979) vor. Sie zeigen, dass Schwankungen des Steifemoduls und der Querdehnzahl des Säulenmaterials praktisch keinen Einfluss auf die Setzungen haben, vorausgesetzt sie sind in realistischen Größenordnungen angenommen. Im Wesentlichen bestimmen der Reibungswinkel des Säulenmaterials und die Steifigkeit des Bodens die Setzungen unter Last.

2.4.2.3 Numerische Methoden

BALAAM und POULOS (1983) fassen die Ergebnisse der Arbeiten von BALAAM und BOOKER (1981, 1985) und BALAAM, POULOS und BROWN (1977) zusammen. In den Arbeiten sind die Ergebnisse analytischer und numerischer Berechnungen nach der Finiten Element Methode an Einheitszellen zur Modellierung des Säulenrasters vorgestellt. Ihre Ergebnisse werden in Bemessungsdiagrammen wie in Bild 23 zusammengefasst. Dabei entspricht der Quotient $\delta_{\text{elast}}/\delta$ dem Korrekturfaktor zur Berücksichtigung des elasto-plastischen Materialverhaltens, mit dem die mit dem linken Diagramm ermittelten Setzungen multipliziert werden müssen.

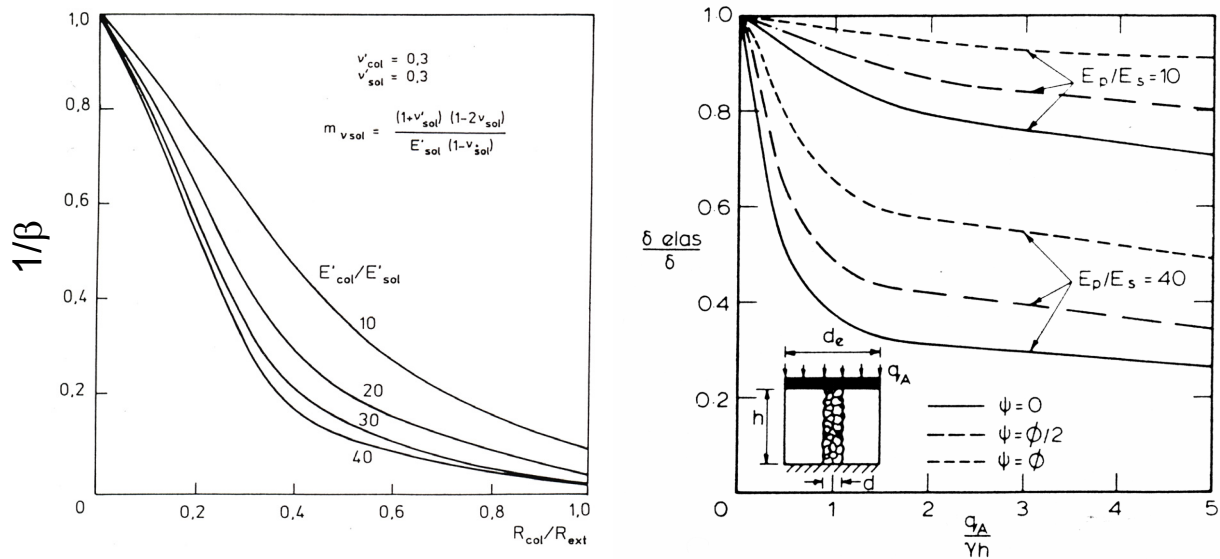


Bild 23: Setzungsreduktion und Korrektur zur Berücksichtigung des elasto-plastischen Verhaltens (aus BALAAM und BOOKER (1981, 1985)).

SCHWEIGER (1989, 1990) nimmt umfangreiche numerische Analysen des Last-Verformungsverhaltens von Rüttelstopfverdichtungen vor. In seinen Berechnungen verwendet er die Homogenisierungsmethode. Dabei werden dem mit Schottersäulen verbesserten Baugrund auf der Grundlage elasto-plastischen Materialverhaltens äquivalente Materialparameter zugewiesen. Ebenfalls auf der Basis von Homogenisierungsansätzen analysieren OMINE und OHNO (1997), LEE und PANDE (1998) sowie LEE et al. (1999) das Last-Verformungsverhalten von Gründungen mit Schottersäulen. WEHR (1999) präsentiert Nachrechnungen von Modellversuchen innerhalb eines 2-D Cosserat-Kontinuums mit elasto-plastischem Materialverhalten der Säulen und des Bodens, welches besonders geeignet ist, Scherzonen abzubilden. MUIR-WOOD, HU und NASH (2000) stellen Ergebnisse von 2-D Berechnungen nach dem Finite Differenzen Verfahren vor. Sie kommen zu dem Schluss, dass nur eine vollständige dreidimensionale Betrachtung und die Verwendung einer hinreichend genauen Beschreibung des stofflichen Verhaltens eine detaillierte Interpretation der Ergebnisse von numerischen Berechnungen zulässt. Dieser Ansatz wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit konsequent verfolgt.

2.4.3 Gegenüberstellung der verfügbaren Berechnungsmethoden

Eine Reihe von Autoren haben Gegenüberstellungen der Ergebnisse der einzelnen Verfahren vorgenommen. Die Bandbreite der Ergebnisse ist erheblich und verdeutlicht, dass die Bemessung von Gründungsmaßnahmen auf Rüttelstopfverdichtungen aufgrund der Komplexität des Zusammenwirkens unterschiedlicher Tragmechanismen noch keiner rechnerisch geschlossenen Lösung zugeführt wurde. Alle Verfahren beruhen auf zum Teil erheblichen Vereinfachungen und einschränkenden Annahmen.

GREENWOOD und KIRSCH (1983) stellen einige Bemessungsergebnisse mit versuchstechnisch ermittelten Traglasten von Einzelsäulen (vgl. Bild 24) und beobachteten Verschiebungen an ausgedehnten Säulentrastern (vgl. Bild 25) gegenüber. Einen ähnlichen Vergleich stellt VANIMPE (2001) auf (vgl. Bild 26).

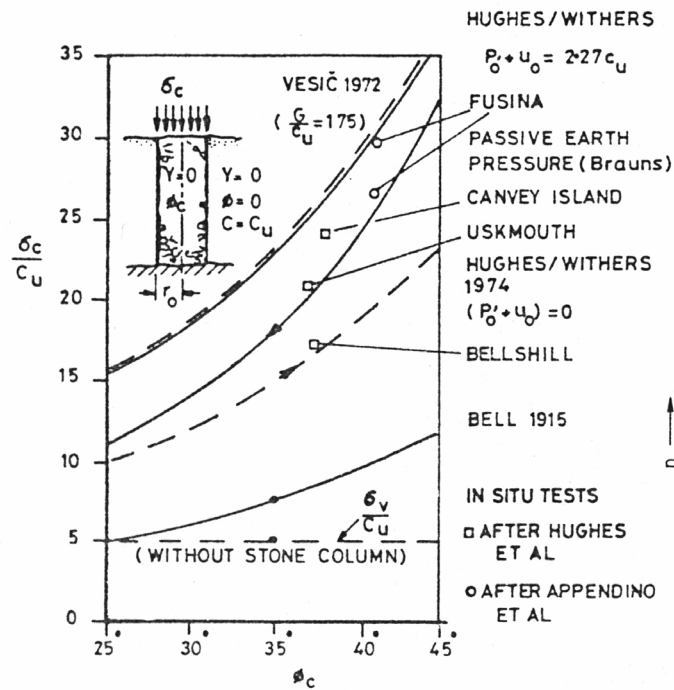


Bild 24: Vergleich unterschiedlicher Bemessungsverfahren für die Traglast einer Einzelsäule aus GREENWOOD und KIRSCH (1983).

Trotz der einschränkenden Annahmen und Vereinfachungen sind Verfahren wie das von PRIEBE oder von GOUGHNOUR und BAYUK in der Lage, eine Abschätzung der unter Last eintretenden Verformungen zu ermöglichen. Insbesondere der Spezialfall der Säulengruppe wird jedoch von keinem der Verfahren zufrieden stellend behandelt.

In der Folge sollen Modell- und Feldversuche das Verständnis der Zusammenhänge ermöglichen. In dreidimensionalen Kontinuumsmodellen, die mit numerischen Methoden einer Lösung zugeführt werden, sollen dann die Einflüsse unterschiedlicher Parameter untersucht und das Last-Verformungsverhalten von Gruppen von Rüttelstopfsäulen bestimmt werden. STAHLMANN und EL-MOSSALLAMY (2001) weisen darauf hin, dass trotz des hohen wirtschaftlichen Aufwandes, den Feldmessungen und numerische Untersuchungen insbesondere im dreidimensionalen Kontinuum erfordern, eine sorgfältige Analyse der Tragmechanismen erheblich zur Senkung der Baukosten beitragen kann.

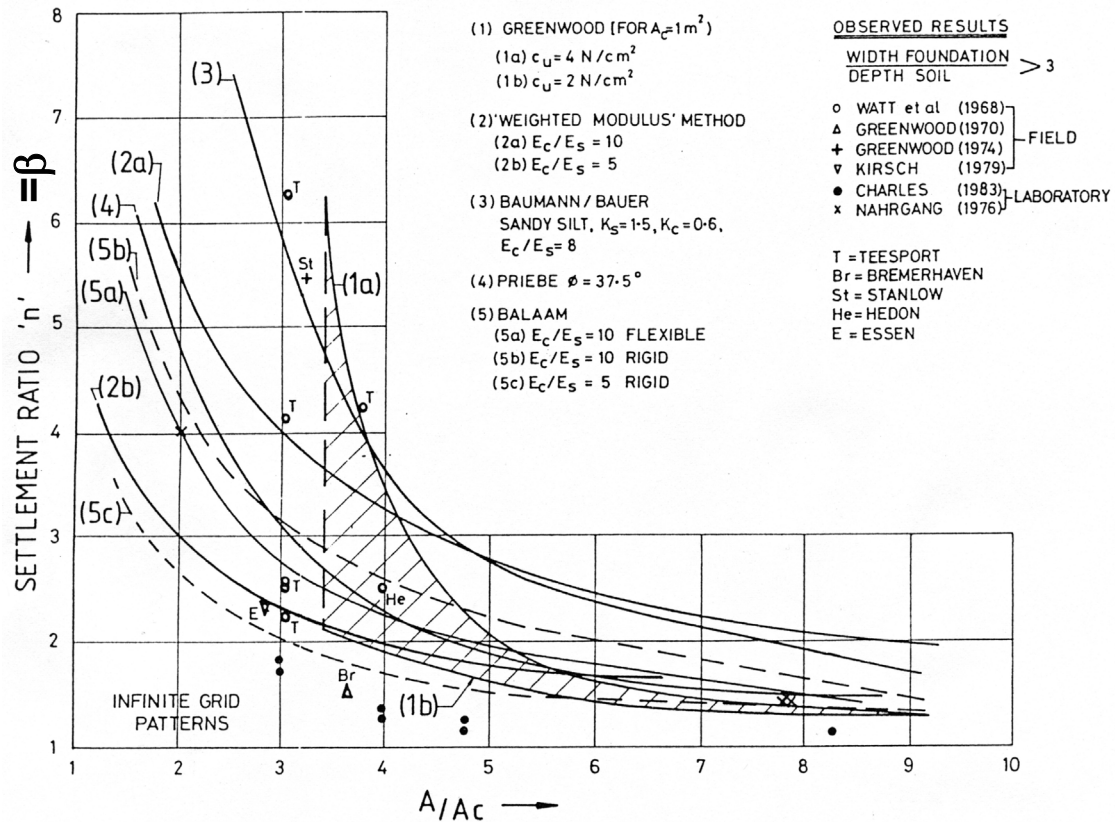


Bild 25: Vergleich unterschiedlicher Bemessungsverfahren für die Setzungsverbesserung (aus GREENWOOD und KIRSCH (1983)).

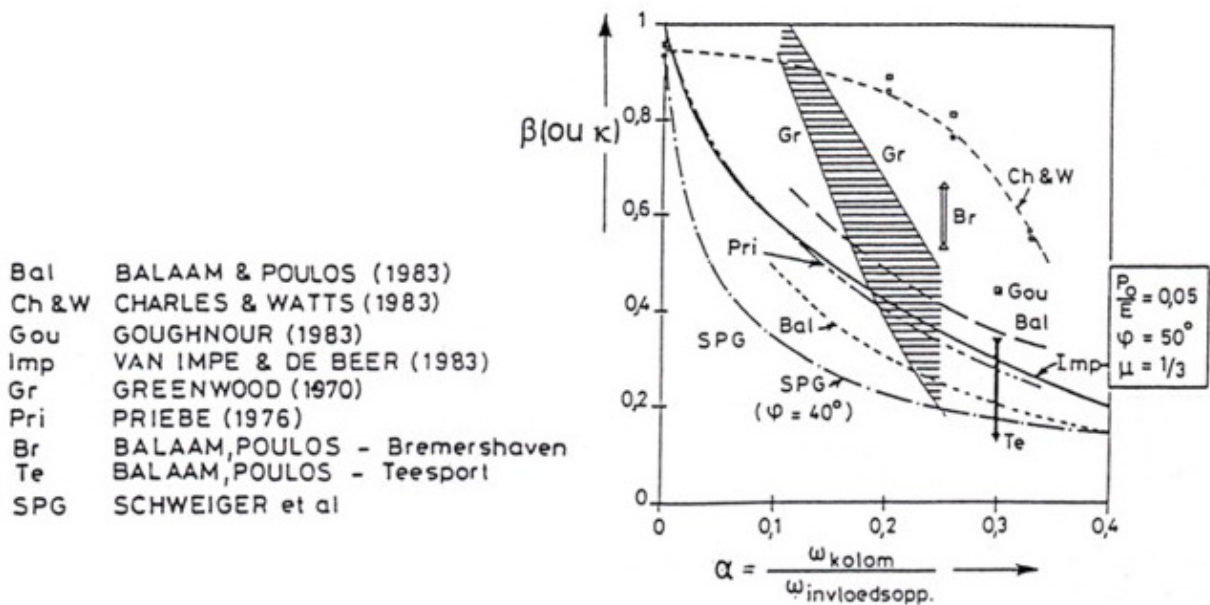


Bild 26: Vergleich unterschiedlicher Bemessungsverfahren (aus VANIMPE (2001)).

3 Modellversuche zur Ermittlung des Gruppentragverhaltens von Rüttelstopfsäulen unter Einzelfundamenten

3.1 Bisherige Untersuchungen und Ziele weiterführender Versuche

Die Ermittlung der Gruppentragwirkung von Baugrundverbesserungssäulen nach dem Rüttelstopfverfahren im großmaßstäblichen Feldversuch ist mit erheblichem Aufwand verbunden, so dass es in der Regel nicht möglich ist, mehrere gleichartige Versuche zur Durchführung von Parameterstudien ausführen zu können. Daher werden häufig Modellversuche eingesetzt, die es erlauben, definierte und weitgehend reproduzierbare Randbedingungen zu schaffen. Die messtechnische Erfassung der Spannungen und Verformungen sowie die qualitative Begutachtung der Modelle ermöglichen eine eingehende Betrachtung der für das Tragverhalten maßgeblichen Mechanismen.

Allen Modellversuchen ist jedoch gemein, dass die entsprechenden Modellgesetze einerseits für die Abmessungen und andererseits auch für die Beanspruchungen und die Widerstände des Systems Gültigkeit haben müssen. In Bezug auf das Spannungsniveau ist dies nur in einer geotechnischen Zentrifuge zur Erhöhung der Massenkkräfte möglich. Insbesondere die Modellierung der Festigkeitsparameter bindiger Böden ist problematisch. So kann die im Modellmaßstab wirkende Kohäsion nicht ohne weiteres auf die in situ Festigkeit übertragen werden, so dass hier Annahmen über den Maßstabsfaktor getroffen werden müssen. Näheres zu den Modellgesetzen kann beispielsweise in GÖRTLER (1975) nachgelesen werden.

HUGHES und WITHERS (1974) führten Modellversuche an Einzelsäulen mit einem Durchmesser von 12,5 mm bis 38 mm und einer Länge von 150 mm in Kaolinton durch. Dabei wurden nur die Säulenköpfe belastet, als Säulenmaterial wurde Sand gewählt. Die Autoren berichten, dass die Grenzlaster der Einzelsäule von der maximalen seitlichen Stützkraft des Bodens bestimmt wird, und entwickeln aufbauend auf dieser Aussage einen Bemessungsansatz (vgl. Kapitel 2.4.1.1). Die Arbeit legte den Grundstein zum Verständnis der Tragmechanismen und ist Basis für zahlreiche weitere Ansätze.

BACHUS und BARKSDALE (1984) führten Modellversuche mit dem Ziel durch, die Wechselwirkung benachbarter Säulen untereinander und mit dem umgebenden Boden zu erfassen. Säulen aus feinsandigem Material mit 29 mm Durchmesser wurden in einen Kaolinton mit undrainierten Scherfestigkeiten zwischen 14 kPa und 19 kPa eingebaut. Bild 27 zeigt schematisch den Testaufbau, bei dem die Nähe der Säule zum Modellrand die Symmetrie einer Zweier-Gruppe modelliert.

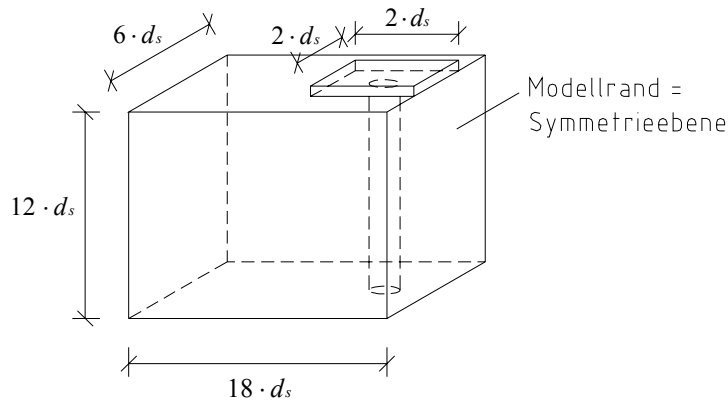


Bild 27: Testaufbau für Modellversuche zum Gruppentragverhalten nach BACHUS und BARKSDALE (1984).

Im Rahmen der Versuche wurden Spannungskonzentrationen $n = \sigma_{\text{Säule}} / \sigma_{\text{Boden}}$ zwischen 1,5 und 5 gemessen. Die Ergebnisse geben Anlass zu der Annahme, dass die Abmessungen des Testbehälters mit einer Breite, die dem sechsfachen des Säulendurchmessers d_s entspricht, zu klein gewählt wurden oder die c_u -Werte nicht dem entsprechenden Maßstabsfaktor gerecht werden.

AL-KHAFAJI und CRAIG (2000) berichten über Modellversuche in einer geotechnischen Zentrifuge mit Beschleunigungen von bis zu 105 g. Eine Anzahl von 144 bis 572 Sandsäulen von 10 mm Durchmesser wurde zur Unterstützung einer kreisförmigen Tankgründung von 380 mm Durchmesser in Ton mit einer undrainierten Scherfestigkeit von $c_u = 26 - 30$ kPa angeordnet. Variables Befüllen des Tanks ermöglichte die stufenweise Lasterhöhung bis zu $\sigma_t = 160$ kPa. Bild 28 zeigt die mit der Tiefe der Tonschicht (T) bzw. der undrainierten Scherfestigkeit (s_u) normierten Last-Verschiebungsdiagramme der Tankmitte für unterschiedliche Flächenverhältnisse $a_s = A_S / A_F$ sowie ein Diagramm der normierten Setzungen S_t .

Die Autoren schlagen ein exponentielles Verhältnis zwischen den Setzungen des schlaffen Tankfundamentes und dem Flächenverhältnis a_s vor:

$$\frac{S_t}{T} = A \cdot \frac{\sigma_t}{s_u} \cdot e^{-B \cdot a_s}, \quad (20)$$

wobei:

S_t	Setzung des Fundamentes [mm],
T	Dicke der Weichschicht [mm],
σ_t	Flächenpressung [kPa],
a_s	Flächenverhältnis [-],
A, B	Parameter nach Tabelle 3.

Tabelle 3: Parameter für Setzungsabschätzung nach AL-KHAFAJI und CRAIG (2000).

Position im kreisförmigen Fundament	A [-]	B [-]
Drittelpunkt ($x=2 \cdot r_f/3$)	1,29	1,37

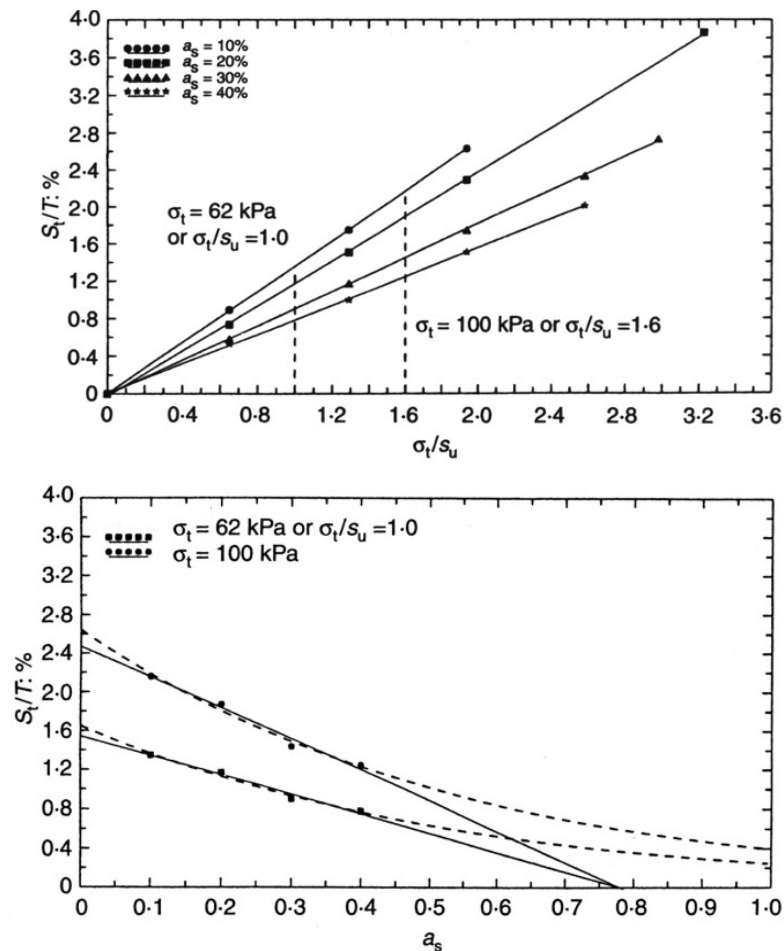


Bild 28: Last-Verschiebungsdiagramm und Flächenverhältnis-Setzungsdiagramm (aus AL-KHAFAJI und CRAIG (2000)).

HU (1995) beschreibt 1-g-Modellversuche an Baugrundverbesserungssäulen. Die Versuche wurden an Gruppen von Sandsäulen in Ton mit undrainierten Scherfestigkeiten zwischen 5 kPa und 23 kPa durchgeführt. Dabei wurden Säulengruppen mit Flächenverhältnissen von $a = A_S/A_F = 0,1 - 0,3$ untersucht. Die Säulen hatten einen Durchmesser von 11 mm bzw. 17,5 mm und Längen zwischen 100 mm und 170 mm. Der Abstand der Säulenfüße zum Behälterboden entsprach mindestens dem Betrag der Säulenlänge, so dass von schwimmenden Säulen ausgegangen werden kann. Dabei wurden einerseits die aufgebrachte Kraft und die entsprechende Verschiebung und andererseits die Sohlpressungen unterhalb der Fundamentplatte auf einzelnen Säulen bzw. auf dem Boden zwischen den Säulen gemessen. HU zeigt unter anderem, dass bei Säulengruppen mit einem Verhältnis von Säulenlänge l zu Säulendurchmesser d größer als neun keine zusätzliche Setzungsverbesserung durch eine weitere Vergrößerung der Säulenlänge bewirkt wird. MUIR WOOD, HU und NASH (2000) fassen die Ergebnisse der Modellversuche von HU zusammen und berichten, dass die Spannungskonzentration $n = \sigma_{\text{Säule}}/\sigma_{\text{Boden}}$ für ein Flächenverhältnis von $a = A_S/A_F = 0,24$ in Abhängigkeit von der aufgebrachten Belastung Werte zwischen 1,5 und 5 annimmt (vgl. Bild 29).

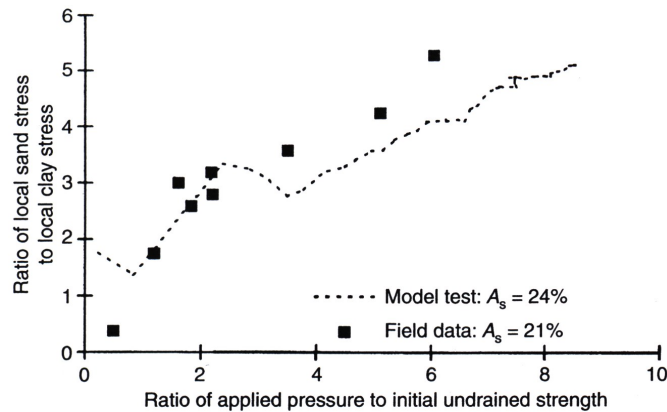


Bild 29: Spannungskonzentration n in Abhängigkeit von der Belastung (aus MUIR WOOD, HU und NASH (2000)).

Aufbauend auf den Versuchen von HU wurden an der University of Glasgow ergänzende Modellversuche durchgeführt. Im Rahmen mehrerer Forschungsaufenthalte wurden die Versuche vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig betreut und sind Gegenstand der folgenden Ausführungen. Die Versuchsreihe wird mit dem Ziel durchgeführt, weitere Informationen insbesondere über die Lastaufteilung innerhalb kleiner Gruppen von bis zu fünf Säulen zu erhalten. Besonderes Augenmerk wird dabei auf die qualitativen Verformungsmechanismen gelegt. Auf die Modellierung des Herstellvorganges der Säulen wird aufgrund der nicht reproduzierbaren Veränderungen im Versuchsmaterial verzichtet. Die gemessenen Beanspruchungen werden mit der undrainierten Scherfestigkeit c_u des Versuchsmaterials normiert, um eine Vergleichbarkeit der Versuche untereinander und mit anderen veröffentlichten Versuchsergebnissen zu ermöglichen.

3.2 Versuchsaufbau

Das Modell der durchgeführten Versuchsreihe (vgl. Bild 30) ist so gestaltet, dass die Abmessungen und die Materialeigenschaften, mit einem Maßstabsfaktor belegt, reale Verhältnisse widerspiegeln. Zur wirklichkeitsnahen Modellierung der Spannungsniveaus müssten auch die Massenkkräfte mit diesem Maßstabsfaktor belegt werden, was nur in einer geotechnischen Zentrifuge möglich ist, die jedoch nicht verfügbar ist. Da die Modellversuche jedoch keine spezifische in situ Situation nachbilden, sondern Parameterstudien in realistischen Größenordnungen ermöglichen sollen, wird dieser Nachteil in Kauf genommen. In Tabelle 4 ist der Vergleich der dimensionslosen Modellgrößen mit typischen in situ Werten gezeigt.

Der Versuchsboden bestand aus Speswhite Kaolinton, der als Pulver mit einem Wassergehalt angemischt wurde, der etwa dem Doppelten des Wassergehaltes an der Fließgrenze entsprach. Die Parameter des Versuchstones sind in Tabelle 5 angegeben.

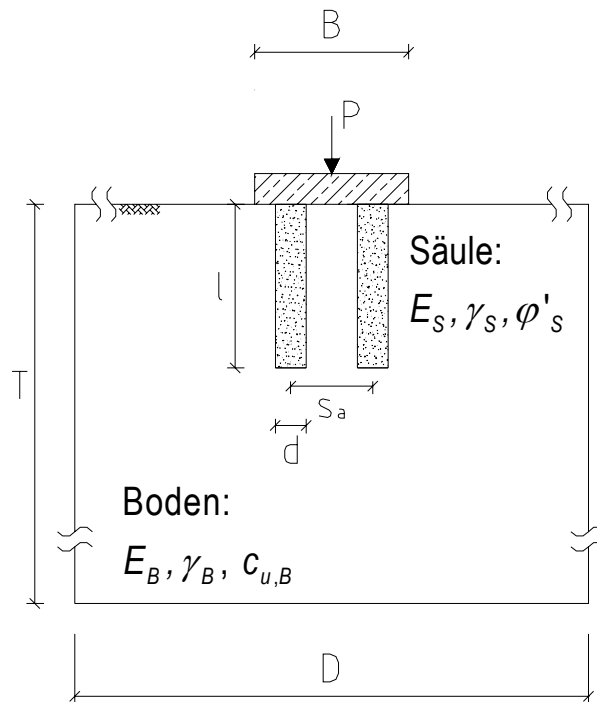


Bild 30: Schematischer Schnitt durch das Modell.

Tabelle 4: Parameter im Modell und typische in situ Bedingungen.

	Modell	in situ
Flächenverhältnis A_S/A_F [-]	0,09-0,37	0,1-0,3
Säulenschlankheit l/d [-]	5,7-11,7	6-20
Reibungswinkel Säule φ_S [°]	40*	35-45
Korndurchmesser Säule d_{50}/d_S [%]	1,8	3-6
Scherfestigkeit Boden $c_{u,B}$ [kPa]	5-15	10-40
Steifigkeitsverhältnis E_S/E_B [-]	17*	10-40 [‡]

* nach Hu (1995)

‡ vgl. z.B. BALAAM und BOOKER (1985)

Tabelle 5: Parameter des Versuchstones (aus Hu (1995)).

Parameter	Wert
Spezifisches Gewicht $[g/cm^3]$	2,62
Wassergehalt an der Fließgrenze w_L [-]	0,63
Wassergehalt an der Ausrollgrenze w_P [-]	0,36
Plastizitätszahl I_P [-]	0,27
Aktivitätszahl I_A [-]	0,45

Nach dem Anmischen wurde die Suspension einer eindimensionalen Konsolidation mit stufenweiser Erhöhung der Konsolidationsspannung bis auf 120 kPa über einen Zeitraum von 240 Stunden ausgesetzt, bevor der Ausbau und die Vorbereitung der Versuchsfläche begannen. Der Boden verblieb dabei in den für die Konsolidation eingesetzten Stahlrohrstücken, die einen Innendurchmesser von 300 mm aufwiesen. Das zweiteilige Rohrstück wurde nach der Konsolidationsphase in der Mitte getrennt und die Oberfläche vorsichtig mit einem Draht getrimmt. Der Versuchsbehälter ist in Bild 31 abgebildet.

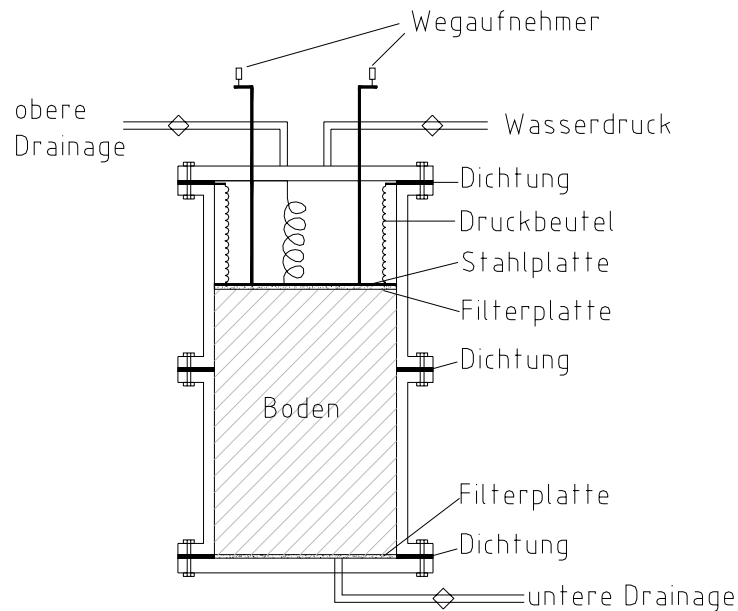


Bild 31: Versuchsbehälter und Durchführung der Konsolidation.

Im Anschluss an die Trennung der Rohrstücke wurden Laborflügelsondierungen und Wassergehaltsbestimmung durchgeführt, um die Initialbedingungen der Versuche zu erfassen. Danach erfolgte die Herstellung der Säulen nach einer definierten Einbauprozedur. Die Säulen wurden aus Gründen der Reproduzierbarkeit in einem Bodenaustauschverfahren eingebaut. Dabei wird zunächst ein Hohlzylinder von 17,5 mm Außendurchmesser, an einem Gestänge geführt, langsam 2 cm in den Boden eingedrückt. Danach wird der Hohlzylinder mit einem Schneckengewinde vorsichtig ausgebohrt. Dieser Vorgang wird solange wiederholt, bis die Solltiefe erreicht ist. Ein Trichter wird auf einem Adapter am oberen Ende des Zylinders angebracht, durch den der Sand eingefüllt wird. Als Einbaumaterial wurde Loch Aline Sand gewählt, dessen Körnungslinie in Bild 32 gezeigt ist. Es handelt sich um einen gleichförmigen Mittelsand-Feinsand mit einer Ungleichförmigkeitszahl $d_{50}/d_{10} = 1,3$ und einer mittleren Korngröße $d_{50} = 0,32$ mm. Während des Einrieselns des Sandes wurde der Zylinder mit einer an die Ausflussgeschwindigkeit des Sandes angepassten Geschwindigkeit von ca. 2-3 mm/s gezogen. So entstehen Sandsäulen mit einheitlichen Eigenschaften. Es ist zu bemerken, dass auf diese Weise keine Verspannung des Säulenmaterials mit dem Ton erzielt wird, da keine Verdrängung infolge des Einbauprozesses stattfindet.

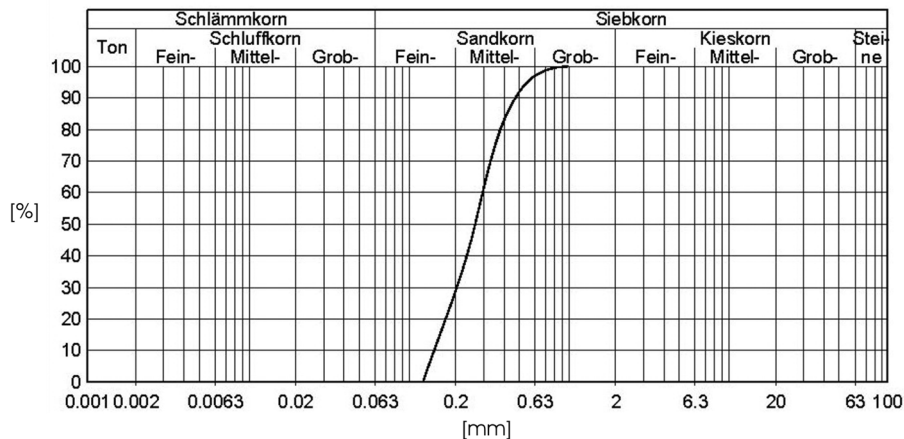


Bild 32: Körnungslinie des Loch Aline Sandes (nach Hu (1995)).

3.3 Versuchsdurchführung

Nach dem Säuleneinbau erfolgten der Aufbau der Belastungseinrichtung und die Instrumentierung mit Spannungs- und Wegaufnehmern. Die Säulengruppe wurde über ein quadratisches Stahlfundament von 52,5 mm bzw. 62 mm Seitenlänge belastet. Dieses war an einem Gestänge angebracht, welches das Fundament mit einer Geschwindigkeit von 0,031 mm/min vertikal verschiebt. Ein Kraftmessring ermöglicht die Messung der dazu erforderlichen Kraft. Zur Wegmessung wurden induktive Wegaufnehmer am Fundament und zur Ermittlung möglicher Sohlhebungen an der Bodenoberkante appliziert. Um die Lastaufteilung zwischen Säulen und Boden ermitteln zu können, wurden miniaturisierte Druckkissen direkt auf dem Säulen- bzw. dem Bodenmaterial positioniert und das Fundament bis zum Kraftschluss abgesenkt. Die Druckkissen haben einen Durchmesser von 3 mm und eine Dicke von 0,5 mm. Bild 33 zeigt den Versuchsaufbau.

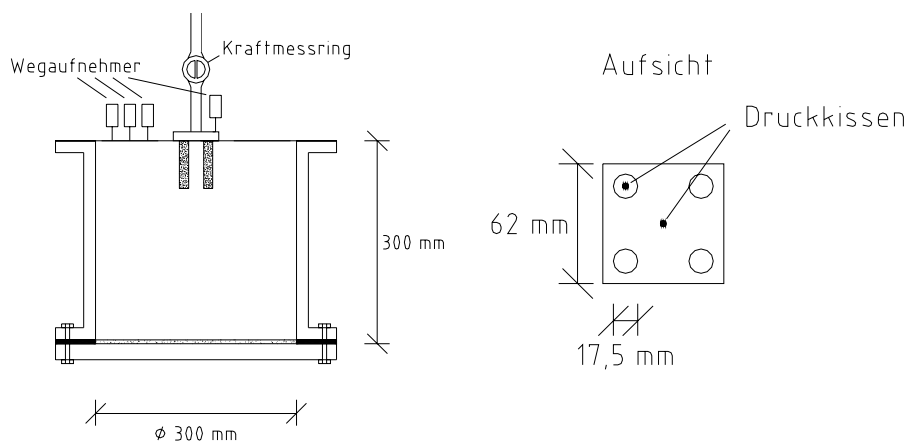


Bild 33: Versuchsaufbau.

Insgesamt wurden 11 Versuche mit einer, vier bzw. fünf Säulen unter dem Fundament durchgeführt. Ein Versuch ohne die Anordnung von Säulen dient als Referenzmessung. Weiterhin erfolgt die Variation der Säulenlängen und der Fundamentabmessungen zur Ermittlung der Sensitivität auf die Parametervariation.

3.4 Ergebnisse

3.4.1 Verschiebungsmessung

Zur Ermittlung des Last-Verformungsverhaltens werden die Ergebnisse der Kraft- und Wegmessung des Fundamentes herangezogen. Zunächst wird in einem gesonderten Versuch der Einfluss der Wegsteuerung auf die Ergebnisse untersucht. Dazu wird eine Säulenordnung mit 4 Säulen unter den Fundamentecken einerseits weggesteuert mit einer Vorschubgeschwindigkeit von 0,031 mm/min und andererseits kraftgesteuert mit 7,7 N/min belastet. Bild 34 zeigt die normierten Last-Verschiebungsdiagramme. Die Kurven verlaufen bis zu einer Last von etwa dem Vierfachen der undrainierten Scherfestigkeit c_u des Bodens deckungsgleich. Danach weist die kraftgesteuerte Kurve einen steileren Verlauf auf und erreicht etwa bei $8 \cdot c_u$ die Bruchlast, während sich der weggesteuerte Versuch steifer verhält und keine klare Bruchlastgrenze gefunden werden kann.

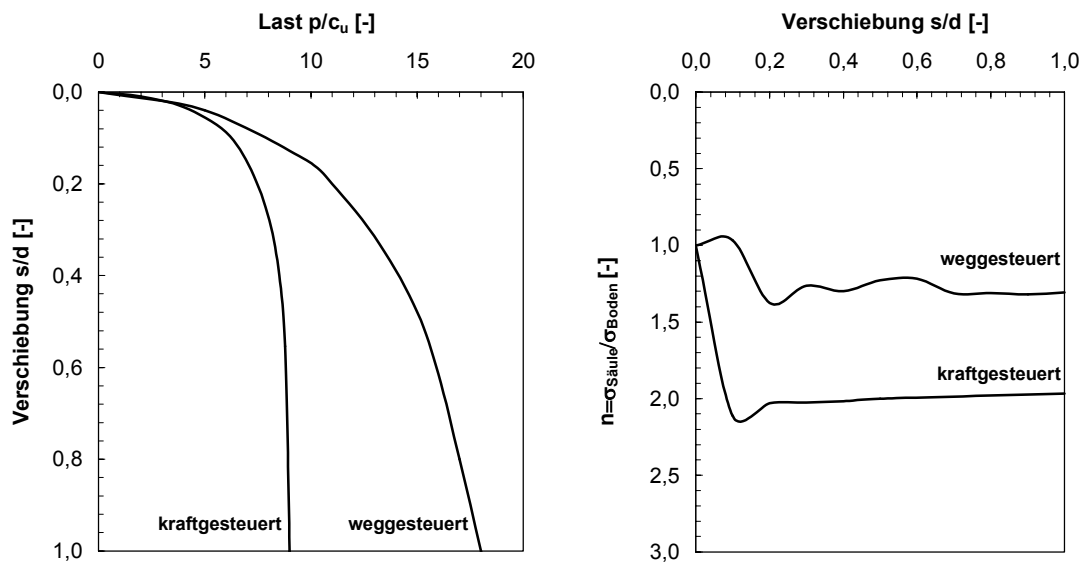


Bild 34: Gegenüberstellung von kraft- und weggesteuertem Versuch.

Die Geschwindigkeitsabhängigkeit des Versuchs ist mit dem Aufbau von Porenwasserüberdrücken während des weggesteuerten Versuchs zu begründen. Der Ton kann nicht vollständig drainieren und die Lastumlagerung auf die Säulen findet nicht zur Gänze statt, was sich auch im Vergleich der Spannungskonzentrationswerte n zeigt. Im weggesteuerten Versuch erreichen die Spannungen auf den Säulen etwa die 1,3-fachen Werte der Spannungen auf dem Boden, während sie im kraftgesteuerten Versuch etwa den doppelten Wert annehmen (vgl. Bild 34 rechts).

Aus versuchstechnischen Gründen werden die weiteren Versuche dennoch mit Wegsteuerung vorgenommen. Bei der Bewertung der Ergebnisse, insbesondere der Spannungskonzentrationswerte, ist daher zu beachten, dass die Lastumlagerungen nicht

vollständig stattgefunden haben. Der Referenzversuch ohne Säulen wird ebenfalls weggesteuert vorgenommen, um die Vergleichbarkeit zu gewährleisten.

Die Geschwindigkeitsabhängigkeit von Last-Verschiebungskurven wird von KRIEG und GOLDSCHIEDER (1999) für Pfahlprobelbelastungen in bindigen Böden untersucht. Zur Beschreibung verwenden sie einen Potenzansatz mit dem geschwindigkeitsunabhängigen Zähigkeitsindex I_v des Bodens als Exponent. Auf das vorliegende Problem übertragen ergibt sich der Zusammenhang zwischen der Fundamentbelastung bei Wegsteuerung $(p/c_u)^w$ und bei Kraftsteuerung $(p/c_u)^k$ zu:

$$\frac{(p/c_u)^w}{(p/c_u)^k} = \left(\frac{\dot{s}^w}{\dot{s}^k} \right)^{I_v}, \quad (21)$$

wobei:

p	Fundamentpressung [kPa],
c_u	Undrainierte Scherfestigkeit [kPa],
\dot{s}	Vorschubgeschwindigkeit [mm/min],
I_v	Zähigkeitsindex [-].

Nach KRIEG und GOLDSCHIEDER (1999) kann der Zähigkeitsindex für Kaolinton in Abhängigkeit des Wassergehaltes an der Fließgrenze w_L abgeschätzt werden. Für das hier verwendete Material ergibt sich bei $w_L = 63\%$ ein Zähigkeitsindex von $I_v = 0,035$ (vgl. Bild 35).

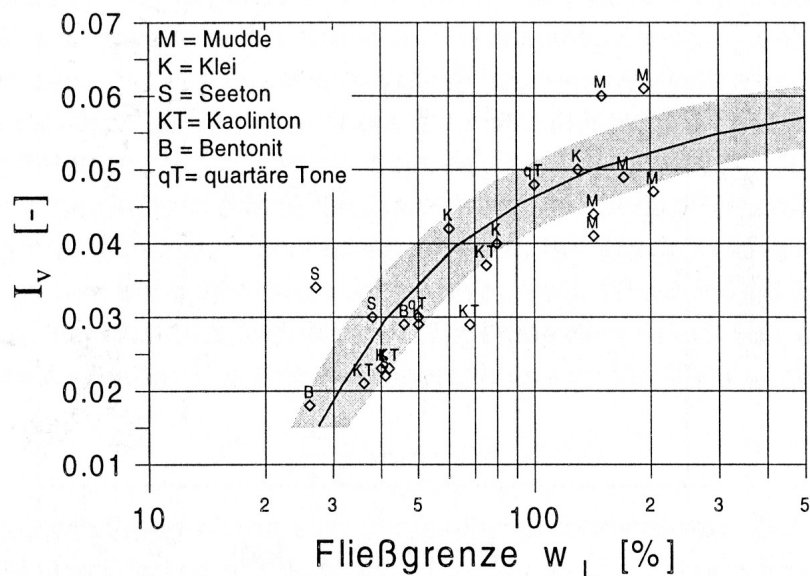


Bild 35: Abhängigkeit des Zähigkeitsindex I_v von der Fließgrenze w_L (aus KRIEG und GOLDSCHIEDER (1999)).

Für die hier durchgeführte Versuchreihe ergibt die Auswertung des oben angegebenen Potenzansatzes einen äquivalenten Geschwindigkeitsquotienten von:

$$\frac{\dot{s}^w}{\dot{s}^k} = \left(\frac{(p/c_u)^w}{(p/c_u)^k} \right)^{\frac{1}{l_v}} \approx \sqrt[0,69]{0,69} = {}^{0,035}\sqrt{0,69} = 2,52 \cdot 10^{-5}. \quad (22)$$

Die weggesteuerten Versuche können also nach folgendem Näherungsansatz in äquivalente kraftgesteuerte Versuche überführt werden:

$$(p/c_u)^k = (p/c_u)^w \cdot \left(\frac{\dot{s}^w}{\dot{s}^k} \right)^{l_v} = (p/c_u)^w \cdot (2,52 \cdot 10^{-5})^{0,035}. \quad (23)$$

Bild 36 zeigt einen Vergleich zwischen dem weggesteuerten Versuch mit angepasster Geschwindigkeit nach obiger Gleichung und den Versuchswerten. Da der kraftgesteuerte Versuch keine konstante Eindringgeschwindigkeit aufweist, erfüllt die angepasste Kurve die Messwerte nur im Mittel, was für die weiteren Betrachtungen jedoch als ausreichend angesehen wird.

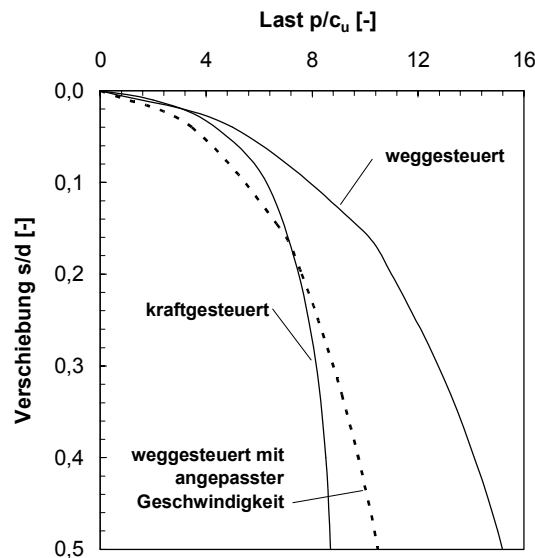


Bild 36: Weggesteuerter Versuch mit angepasster Geschwindigkeit.

Die folgenden Diagramme zeigen die Ergebnisse der hier durchgeführten Versuchsreihe. Die Last-Verschiebungsdiagramme für die Anordnung von einer, vier bzw. fünf Säulen unter dem Fundament sind mit der undrainierten Scherfestigkeit c_u des Versuchstones bzw. der Fundamentbreite B normiert. Die Messwerte werden dabei mit dem oben entwickelten Potenzansatz an die Geschwindigkeit kraftgesteuerter Versuche angepasst. Zum Vergleich sind in den jeweiligen Diagrammen die entsprechenden Kurven für den Referenzversuch ohne Säulen mit angegeben.

Interpretationen der Messwerte erfolgen nur bis zu Setzungsbeträgen von maximal 50% des Säulendurchmessers oder 10% der Fundamentbreite. Werte darüber hinaus haben keine praktische Bedeutung.

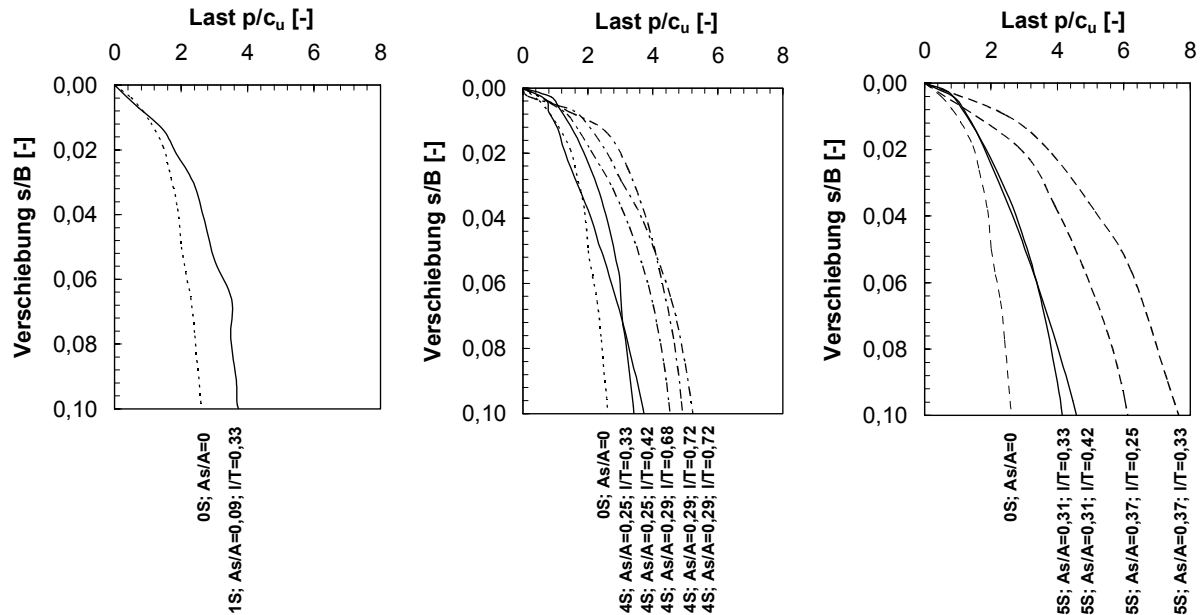


Bild 37: Last-Verschiebungsdiagramme der Modellversuche.

Die Gültigkeit der Lastnormierung mit der undrainierten Scherfestigkeit c_u des Versuchstones ist in Bild 38 gezeigt. Dort sind die Lastverschiebungsdiagramme zweier geometrisch identischer Versuche auf vier Säulen mit einem Flächenverhältnis von $a = A_s/A_F = 0,29$ gezeigt. Die undrainierte Scherfestigkeit des Bodens betrug dabei $c_u = 4$ kPa bzw. $c_u = 10$ kPa.

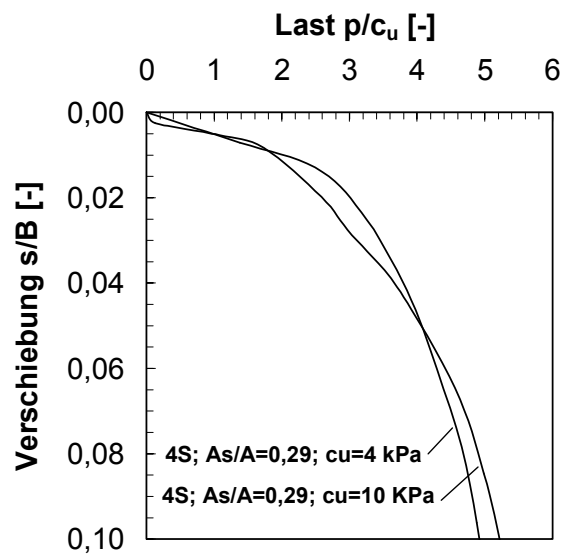


Bild 38: Last-Verschiebungsdiagramme zweier geometrisch identischer Versuche mit unterschiedlicher Scherfestigkeit des Bodens.

Für eine konstante Säulenlänge von $l/T = 0,33$ sind in Bild 39 die mit der Fundamentbreite B normierten Verschiebungen für zwei unterschiedliche Laststufen dem Flächenverhältnis gegenübergestellt.

Es ergibt sich ein exponentieller Zusammenhang der Form:

$$\frac{s}{B} = A \cdot \left(\frac{p}{c_u} \right)^2 \cdot e^{-C \cdot a}, \quad (24)$$

mit:	s	Setzungen des Fundamentes [mm],
	B	Seitenlänge des quadratischen Fundamentes [mm],
	p	Flächenpressung [kPa],
	c_u	Undrainierte Scherfestigkeit [kPa],
	a	Flächenverhältnis [-],
	A, C	Koeffizienten (vgl. Bild 39) [-].

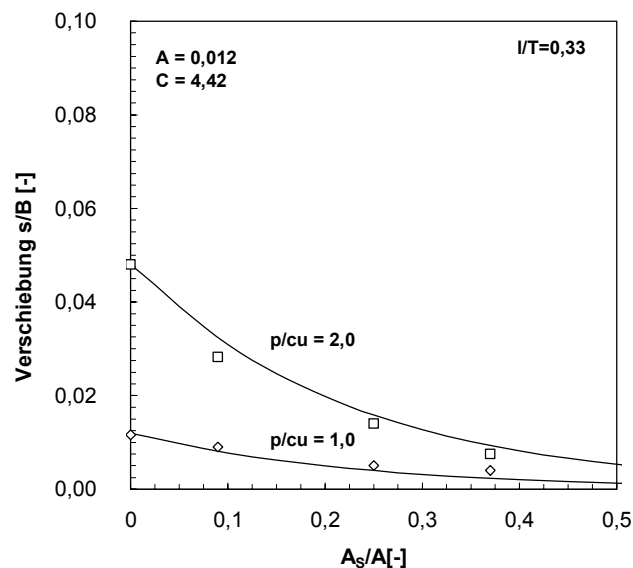


Bild 39: Verschiebungen in Abhängigkeit vom Flächenverhältnis.

Ebenfalls für die konstante Säulenlänge von $l/T = 0,33$ ist in Bild 40 die Setzungsverbesserung β in Abhängigkeit vom Kehrwert des Flächenverhältnisses A_s/A und der Belastung p/c_u angegeben. Für den Wertebereich von $1 \leq p/c_u \leq 2,5$ und $0,1 \leq A_s/A \leq 0,5$ sind die Ausgleichsfunktionen der Messwerte nach folgender Beziehung errechnet:

$$\beta = 0,31 + 0,95 \cdot (p/c_u) + 22 \cdot (p/c_u) \cdot e^{-\frac{A}{A_s}}. \quad (25)$$

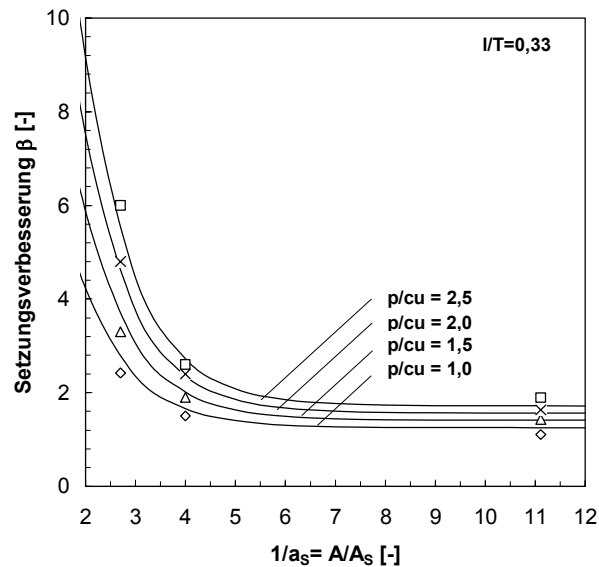


Bild 40: Setzungsverbesserung in den Modellversuchen.

Die Gültigkeit der Ausgleichsfunktion muss auf den angegebenen Wertebereich beschränkt bleiben. Für sehr kleine Flächenverhältnisse $a = A_s/A$ müsste sich unabhängig vom Grad der Belastung ein Verbesserungswert von etwa $\beta = 1,0$ ergeben, was mit der o.a. Ausgleichsfunktion nicht erreicht wird.

Um einen Vergleich mit den Untersuchungen von AL-KHAFAJI und CRAIG (2000) zu ermöglichen, ist in Bild 41 ein Diagramm der mit der Stärke T der zu verbessernden Schicht normierten Setzungen gezeigt. Zusätzlich ist die Ausgleichsfunktion nach dem Vorschlag der Autoren angesetzt, obwohl das Bestimmtheitsmaß mit $R^2=0,97$ für $p/c_u=1$ bzw. $R^2=0,95$ für $p/c_u=2$ nicht optimal ist.

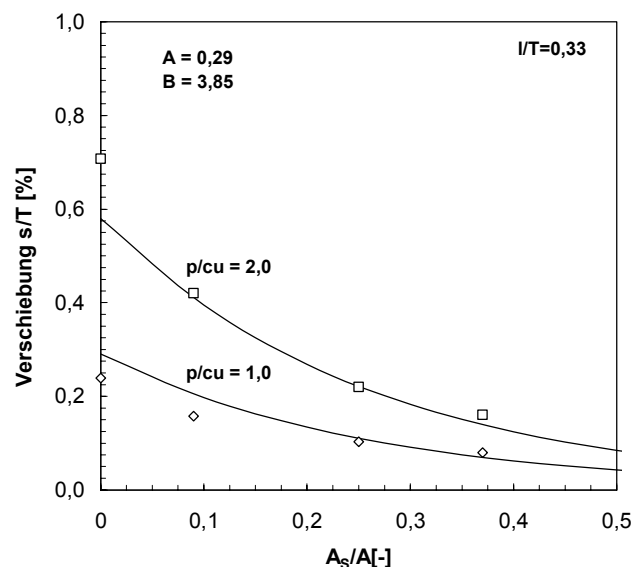


Bild 41: Verschiebungen in Abhängigkeit vom Flächenverhältnis.

Für das starre Einzelfundament auf einer Säulengruppe ergeben sich die Koeffizienten nach Tabelle 6. Dem gegenüber gestellt sind die Koeffizienten nach AL-KHAFAJI und CRAIG (2000) für eine schlafe Gründungslast und deren Setzungen im Drittelspunkt des Fundamentradius. Es zeigt sich, dass die Ansätze einer schlaffen Gründung nicht auf das Verhalten einer starren Gründung auf einer Gruppe von Baugrundverbesserungssäulen anwendbar sind.

Tabelle 6: Parameter für Setzungsabschätzung

Koeffizienten für: $\frac{s}{T} = A \cdot \frac{p}{c_u} \cdot e^{-B \cdot a}$	A [-]	B [-]
1-g Modellversuche starres Fundament	0,29	3,85
AL-KHAFAJI und CRAIG (2000), Drittelspunkt schlaffes Fundament	1,29	1,37

3.4.2 Untersuchungen am Modell

Im Anschluss an die Versuchsdurchführung wurden erneut Laborflügelsondierungen und Wassergehaltsbestimmungen vorgenommen. Bild 42 zeigt exemplarisch eine Gegenüberstellung der Ergebnisse der Laborflügelsondierungen vor und nach der Durchführung eines Versuchs mit Säulenlängen von 125 mm. Deutlich wird die Erhöhung der undrainierten Scherfestigkeit im unmittelbaren Bereich der Säulengruppe im Anschluss an die Versuchsdurchführung. Damit einhergehend reduziert sich der Wassergehalt aufgrund der drainierenden Wirkung des Säulenmaterials.

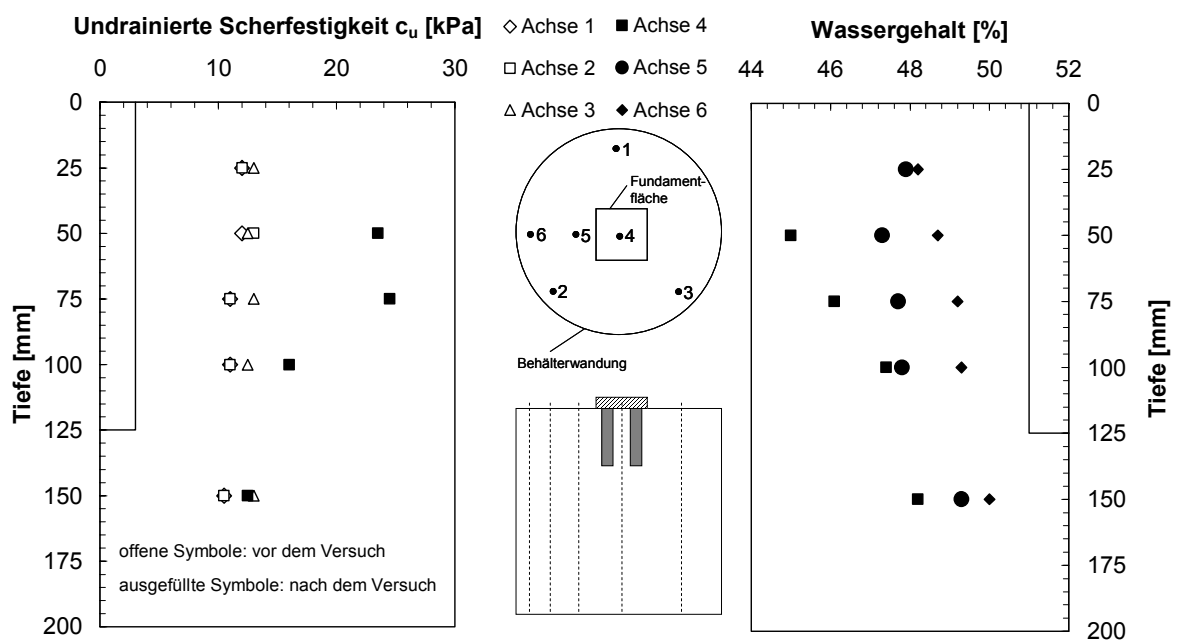


Bild 42: Scherfestigkeit und Wassergehalt.

Die undrainierte Scherfestigkeit im Bereich der Säulengruppe unterhalb des Fundamentes hat sich im Mittel über alle Versuche etwa um den Faktor 1,6 erhöht.

Zur Ermittlung der Verformungen wurde das Säulenmaterial mit Hilfe einer Absaugeinrichtung vorsichtig entfernt und die Säulengruppe mit Modelliermasse ausgegossen. Nach dem Erhärten der Modelliermasse wurde der Abguss ausgegraben und von anhaftendem Bodenmaterial gereinigt. Die Abgüsse geben Aufschluss über die Verformungen der Säulengruppe während des Versuchs. Zu den Untersuchungen am Modellabguss zählen die Aufnahme von Scherflächen nach Position und Neigung, die Ermittlung der horizontalen Verschiebung der Säulenachse, die Ermittlung der Eindringung der Säulenfußflächen und die Messung des Volumens der Säulengruppe. Bild 43 zeigt ein Foto des Abgusses einer Gruppe von vier Säulen nach der Belastung.



Bild 43: Modellabguss einer Gruppe von vier Säulen.

Anhand der Abgüsse lässt sich deutlich das Ausbauchen des Säulenmaterials infolge der Belastung erkennen. Weiterhin haben sich Scherflächen in den Säulen ausgebildet. In Bild 44 und Bild 45 sind die Modellabgüsse von Versuchen mit Säulenlängen von 100 mm bzw. 125 mm und vier bzw. fünf Säulen gegenübergestellt.

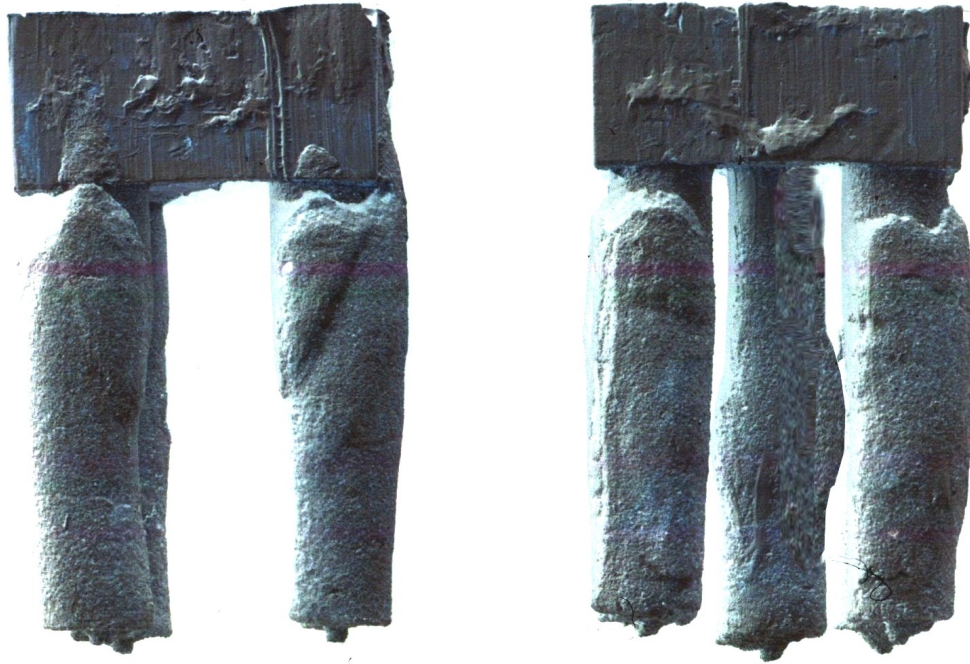


Bild 44: Modellabgüsse – Säulenlänge $l = 100$ mm.



Bild 45: Modellabgüsse – Säulenlänge $l = 125$ mm.

Der Bereich des Ausbauchens unterscheidet sich je nach Position der Säule innerhalb der Gruppe. Das Maß der Eindringung der Säulenfußflächen ist ebenfalls davon abhängig, ob es sich bei der betrachteten Säule um eine Eck- oder eine Mittelsäule handelt. In Tabelle 7 sind die durch Vermessung der Modellabgüsse ermittelten Verformungsgrößen ausgedrückt durch die Initialparameter Säulendurchmesser d_s und Säulenumfang U_s zusammengefasst.

Tabelle 7: Verformungsgrößen.

Parameter	Wert
Bereich der maximalen Ausbauchung unterhalb der Säulenköpfe – Ecksäule [-]	$1,5 \cdot d_s$
Bereich der maximalen Ausbauchung unterhalb der Säulenköpfe – Mittelsäule [-]	$2,6 \cdot d_s$
Maximale Umfangsvergrößerung – Ecksäule [-]	$1,5 \cdot U_s$
Maximale Umfangsvergrößerung – Mittelsäule [-]	$1,3 \cdot U_s$
Neigung der Scherflächen zur Horizontalen [°]	70°
Volumenveränderung [%]	109 %

Die Versuche zeigen, dass das Ausbauchen innerhalb des oberen Säulenabschnitts von $l < 4 \cdot d_s$ stattfindet. Die Ecksäulen weisen aufgrund der geringeren Stützung eine größere Querschnittszunahme im Bereich der maximalen Ausbauchung auf als die Mittelsäulen. Weiterhin zeigt sich, dass das Säulenmaterial durch die Ausbildung von Scherflächen örtlich plastiziert. Infolge des verdichteten Einbaus, der im Modellversuch durch das Einrieseln des Sandes erreicht wird, weist das Säulenmaterial dilatantes Verhalten auf. Dies äußert sich in der Volumenvergrößerung der Säulengruppe von etwa 9 % trotz erheblicher axialer Stauchung. Die Vertikalverschiebung der Säulenfußflächen ist in Tabelle 8 für unterschiedliche Säulenschlankheiten l_s/d_s getrennt betrachtet. Die mittlere Scherflächenneigung von 70° stimmt gut mit der rechnerisch ermittelten Neigung δ bei Annahme eines Reibungswinkels des Modellsandes von $\varphi' = 40^\circ$ überein:

$$\delta = 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} = 65^\circ. \quad (26)$$

Tabelle 8: Vertikalverschiebung der Säulenfußfläche.

Säulenschlankheit	$l_s/d_s=5,7$	$l_s/d_s=7,1$	$l_s/d_s=11,7$
Verschiebung der Säulenfußfläche - Ecksäule [-]	$0,08 \cdot l_s$	$0,05 \cdot l_s$	$0,0 \cdot l_s$
Verschiebung der Säulenfußfläche - Mittelsäule [-]	$0,013 \cdot l_s$	$0,06 \cdot l_s$	$0,0 \cdot l_s$

Eine eindeutige Abgrenzung der Versagensmechanismen Ausbauchen, Eindringen des Säulenfußes und Abscheren ist nicht möglich. Alle drei Mechanismen partizipieren an den Gesamtverformungen. Schwimmend angeordnete Säulen mit Längen über etwa $10 \cdot d_s$ weisen keine Vertikalverschiebung der Säulenfußflächen auf. Die Ecksäulen zeigen ein unsymmetrisches Ausbauchen weg vom Zentrum des Fundamentes. In Bild 46 ist beispielhaft die Horizontalverschiebung der Achsen zweier Ecksäulen einer Gruppe von fünf Säulen gezeigt. Die Lage der Achse der Mittelsäule bleibt vor und nach der Versuchsdurchführung annähernd unverändert.

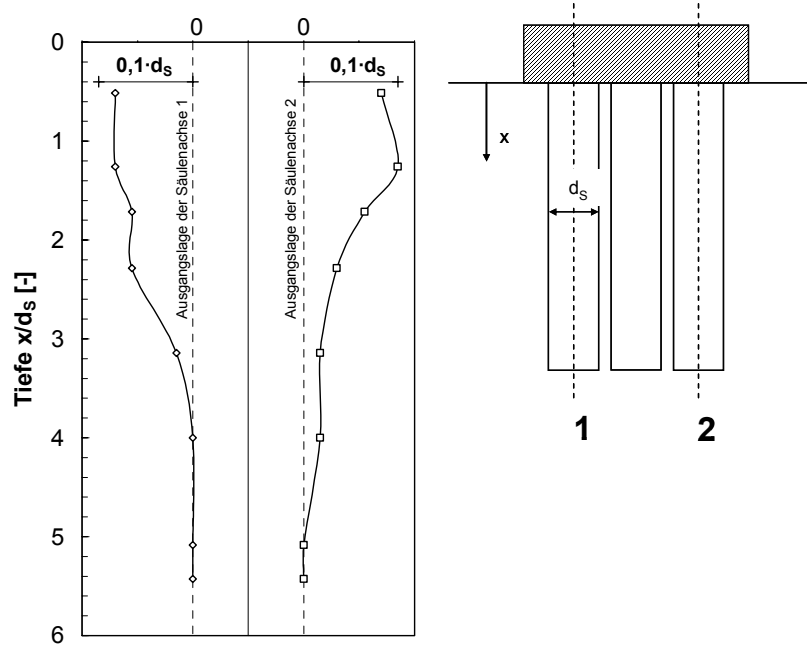


Bild 46: Horizontale Verschiebung der Achsen der Ecksäulen.

Die horizontale Achsverschiebung ist auf die Verschiebung eines Bodenprismas unterhalb des Fundamentes zurückzuführen, welches den Bereich daneben seitlich verdrängt. Der Mechanismus ist schematisch in Bild 47 gezeigt.

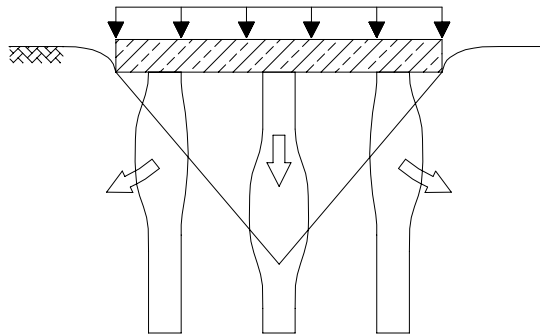


Bild 47: Eindringen eines Bodenprismas während des Versuchs.

3.4.3 Lastaufteilung

Die Auswertung der Spannungsmessung auf dem Säulen- und dem Bodenmaterial ergibt die in Bild 48 gezeigten Spannungskonzentrationen $n = \sigma_{\text{Säule}} / \sigma_{\text{Boden}}$ für unterschiedliche Flächenverhältnisse A_S/A .

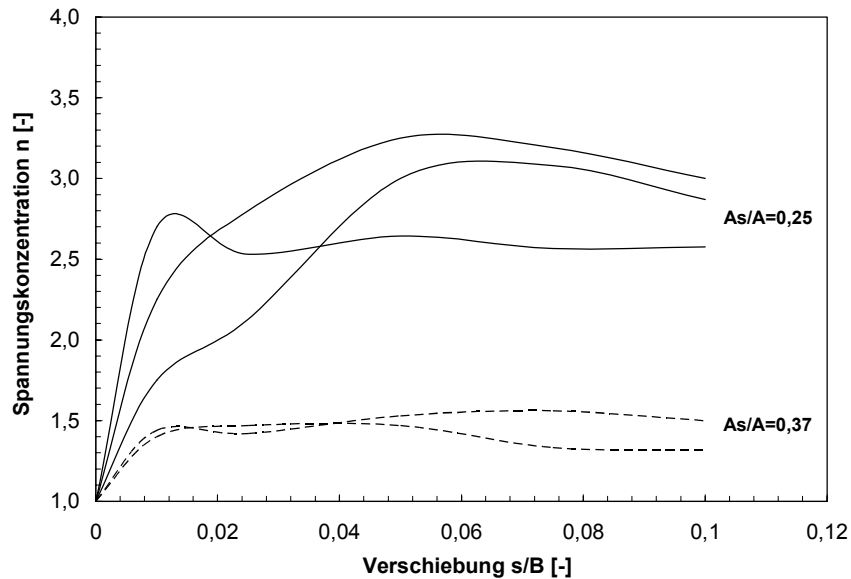


Bild 48: Spannungskonzentration im Versuch.

Die Spannungskonzentration erreicht schon nach einem Verschiebungsweg von etwa $0,04 \cdot B$ ihren Maximalwert. Versuche mit einem größeren Anteil der Säulenquerschnittsfläche an der Fundamentfläche zeigen eine geringere Spannungskonzentration auf die Säulen. Insgesamt werden Werte zwischen $n = 1,3$ und $n = 3,5$ gemessen. Es ist zu beachten, dass die Werte wegen der Geschwindigkeitsabhängigkeit der weggesteuerten Versuche die Untergrenze der Spannungskonzentration darstellen. Aufgrund von weiteren Lastumlagerungen sind in situ höhere Spannungskonzentrationen zu erwarten. Von besonderem Interesse ist die Verteilung der Spannungen zwischen Mittelsäule und Ecksäulen. In Bild 49 ist das Verhältnis der Spannungen auf der Mittelsäule zu den Spannungen auf den Ecksäulen mit zunehmendem Verschiebungsweg gezeigt.

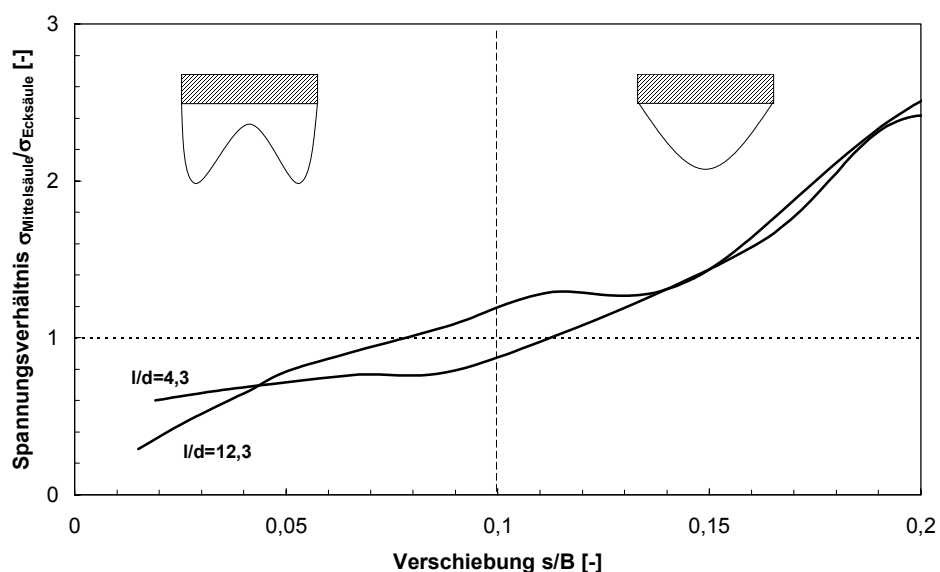


Bild 49: Spannungsverhältnis zwischen Mittel- und Ecksäule.

Bei geringen Verschiebungswegen bis etwa $0,05 \cdot B$ werden die Ecksäulen etwa doppelt so stark belastet wie die Mittelsäule. Dies entspricht der bekannten Verteilung der Sohlspannungen unter einem starren Fundament mit Spannungsspitzen in den Eckbereichen. Bei etwa $0,08 \cdot B$ und $0,11 \cdot B$ dreht sich das Verhältnis um, und die Mittelsäule wird überproportional stärker beansprucht. Die Ecksäulen haben bei diesem Verschiebungsweg ihre Bruchlast erreicht und nehmen keine weitere Last mehr auf. Die Mittelsäule kann aufgrund der besseren seitlichen Stützung eine größere Vertikalspannung aufnehmen. Ab etwa $0,20 \cdot B$ ist keine weitere Veränderung im Spannungsverhältnis zu verzeichnen und mit einem Wert von etwa $\sigma_{\text{Mittelsäule}}/\sigma_{\text{Ecksäule}} = 2,5$ bleibt das Verhältnis konstant.

3.5 Zusammenfassung der Erkenntnisse

Die hier vorgestellten Modellversuche an Gruppen von bis zu fünf Säulen zeigen, dass das Ausbauchen und das Abscheren des Säulenmaterials mit Vertikalverschiebungen der Säulenfußflächen bei kurzen Säulen einhergehen. Die Grenzzustände von Baugrundverbesserungen nach dem Rüttelstopfverfahren werden abgebildet. Die Vertikalverschiebungen der Säulenfußflächen sind jedoch nicht notwendigerweise als Versinken zu bezeichnen, da auch der umgebende Boden in dieser Tiefe noch Vertikalverschiebungen aufweist. Nähere Untersuchungen anhand der Modellabgüsse zeigen, dass die zusätzliche seitliche Stützung der Mittelsäule durch die Interaktion mit benachbarten Säulen zu einer Verschiebung des Bereiches der maximalen Ausbauchung und einer Reduktion des Betrages der Querschnittsvergrößerung führt. Weiterhin erreicht die Mittelsäule ihre maximal aufnehmbare Last später als die Ecksäulen und führt so zu einer zusätzlichen Setzungsverbesserung gegenüber einer Anordnung von nur vier Ecksäulen.

Die gemessenen Spannungskonzentrationen $n = \sigma_{\text{Säule}}/\sigma_{\text{Boden}}$ liegen mit Werten zwischen $n = 1,3$ und $n = 3,5$ im Bereich der aus der Literatur bekannten Spannungskonzentrationsfaktoren. Die Auswertung der Versuche ergibt Setzungsverbesserungen zwischen $\beta = 1,2$ und $\beta = 6$ in Abhängigkeit vom Flächenverhältnis A_S/A und dem Grad der Belastung. Der Vergleich der hier ermittelten Setzungen mit Modellversuchen an schlaffen Gründungslasten auf sehr vielen Säulen zeigt, dass die dort gewonnenen Ansätze nicht auf Gruppen von Rüttelstopfsäulen unter Einzelfundamenten übertragbar sind.

Die Herstellung und anschließende Belastung der Säulen führt aufgrund der drainierenden Wirkung des Säulenmaterials lokal zu einer Vergrößerung der undrainierten Scherfestigkeit von im Mittel 160 %. Gleichzeitig reduziert sich der Wassergehalt des Bodens um bis zu 4 %-Punkte.

Im Kapitel 5 werden die hier ermittelten Zusammenhänge gemeinsam mit den im nächsten Kapitel vorzustellenden Ergebnissen von Feldversuchen verschiedenen Bemessungsansätzen und den Ergebnissen numerischer Simulationsberechnungen gegenübergestellt.

4 Feldversuche zum Einfluss der Herstellung von Rüttelstopfsäulen auf den umgebenden Boden und zum Gruppentragverhalten

4.1 Ziele der Untersuchungen aufbauend auf früheren Erkenntnissen

Im Folgenden werden Untersuchungen vorgestellt, die im Rahmen dieser Arbeit bei in situ Messungen zur Ermittlung der Einflüsse auf den Spannungszustand und die Steifigkeiten im anstehenden Boden während der Herstellung von Rüttelstopfsäulen vorgenommen wurden. Diese Ergebnisse fließen in die spätere Modellierung des Tragverhaltens von Gruppen von Baugrundverbesserungssäulen ein. Weiterhin werden die Resultate einer umfassend instrumentierten Probelastung vorgestellt, die der Anpassung der numerischen Modelle dienen sollen. Die Untersuchungen fanden mit dem Ziel statt, den Kenntnisstand in Bezug auf die Vorgänge während der Säulenherstellung und das Last-Verformungsverhalten der Säulengruppe dort zu erweitern, wo bisher keine Ergebnisse vorliegen.

4.1.1 Spannungen bei Hohlraumaufweitung

Die Beeinflussung des Spannungszustandes im Untergrund aufgrund von geotechnischen Maßnahmen ist ein wichtiger Bereich aktueller Forschung. Insbesondere die Beurteilung von Gebrauchszuständen und die Verformungen von Bestandsbauwerken aufgrund von Bautätigkeit rücken in den Mittelpunkt des Interesses. GUDEHUS (2002) beschreibt die Veränderungen der wirksamen Spannungen und die dabei auftretenden Verformungen im Untergrund infolge von unterschiedlichen spezialtiefbaulichen Arbeiten. Auch auf das Tragverhalten von Gruppen von Rüttelstopfsäulen können diese Veränderungen Einfluss haben und sollen daher im Folgenden näher untersucht werden.

Die Herstellung von Schotterssäulen nach dem Rüttelstopfverfahren umfasst das Auffahren eines zylindrischen Hohlraumes infolge des Absenkens des Rüttlers und das anschließende Verstopfen des Säulenmaterials im Untergrund. Die eingebrachte Energie wird in Verformungen aber auch in Kornumlagerungen im umgebenden Boden umgesetzt. Bei bindigen Böden entstehen zusätzlich Porenwasserüberdrücke. Die Größenordnung dieser Prozesse ist abhängig vom anstehenden Baugrund.

Für die bei einer zylindrischen Hohlraumaufweitung entstehenden Spannungen und Verformungen existieren eine ganze Reihe theoretischer Überlegungen, die sich im Allgemeinen in der Beschreibung des Stoffverhaltens unterscheiden. Ohne Anspruch auf Vollständigkeit seien hier die Arbeiten von GIBSON und ANDERSON (1961), BAGUELIN, JÉZÉQUEL und SHIELDS (1978); VESIC (1972); CARTER, BOOKER und YEUNG (1986) sowie HUGHES, WROTH und WINDLE (1977) genannt.

CUNZE (1985) hat umfassende Untersuchungen zur Abschätzung des beim Rammen von Verdrängungspfählen in bindigem Boden entstehenden Porenwasserüberdruckes angestellt. Neben der Auswertung einer Vielzahl von Messungen sind dort Zusammenhänge für den Spannungsanstieg im Boden in Abhängigkeit vom Pfahlradius und vom Abstand zur

Pfahlachse bei verschiedenen Bodenparametern angegeben. Diese Zusammenhänge sind auf der Grundlage einer Hohlräumeaufweitung in einem elasto-plastischen Kontinuum entwickelt, welches plastische Verformungen nach dem Critical State Konzept erfährt. Entsprechend Bild 50 wird dabei in vier unterschiedliche Einflussbereiche unterschieden, wobei der halbkugelförmige Bereich unterhalb des Säulenfußes für weitere Betrachtungen nicht berücksichtigt wird.

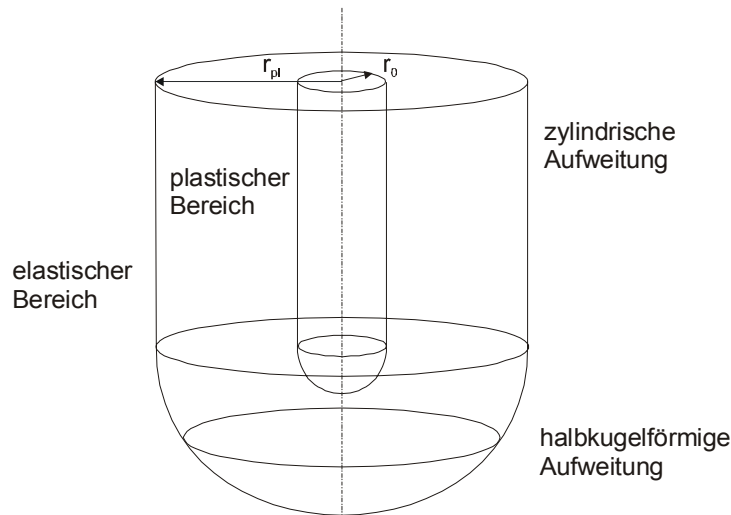


Bild 50: Einflussbereiche bei der zylindrischen Hohlräumeaufweitung nach CUNZE (1985).

Der Übergang vom plastischen in den elastischen Bereich ergibt sich nach RANDOLPH et al. (1979) aus:

$$r_{plz} = \sqrt{\frac{E_u}{3 \cdot c_u}} \cdot r_0, \quad (27)$$

wobei

r_{plz}	Radius des plastischen Bereiches [m],
r_0	Säulenradius [m],
E_u	Elastizitätsmodul, undrainiert [kPa],
c_u	undrainierte Scherfestigkeit [kPa].

CUNZE ermittelt auf der Grundlage statistischer Untersuchungen die folgenden empirischen Zusammenhänge zwischen dem Anstieg des Porenwasserüberdruckes und dem Abstand zur Säulenachse. Für den plastischen Bereich gilt:

$$\Delta u_{plz} = 1,1 \cdot (p'_{nc} - p'_{cs}) \cdot \frac{r_{plz} - \rho}{r_{plz} - r_0} + 1,2 \cdot c_u \cdot \sqrt{\frac{r_{plz}}{\rho}}. \quad (28)$$

Im elastischen Bereich errechnet sich der Porenwasserüberdruck aus:

$$\Delta u_{elz} = 1,75 \cdot c_u \cdot \sqrt{\frac{r_{plz}}{\rho}} - 0,18 \cdot p'_{nc}. \quad (29)$$

Darin sind: Δu_{plz} Anstieg des Porenwasserüberdruckes im plast. Bereich [kPa],

Δu_{elz}	Anstieg des Porenwasserüberdruckes im elast. Bereich [kPa],
ρ	Abstand zur Säulenachse [m],
p'_{nc}	effektive mittlere Hauptspannung für normalkonsolidierte Böden im Ausgangszustand [kPa],
p'_{cs}	effektive Hauptspannung im kritischen Zustand [kPa].

Die effektive mittlere Hauptspannung im Ausgangszustand errechnet sich aus:

$$p'_{nc} = \frac{\sigma'_{v,0} \cdot (1 + 2 \cdot k_0)}{3}. \quad (30)$$

Die Differenz der effektiven Hauptspannungen p'_{nc} und p'_{cs} kann nach CUNZE aus dem Wassergehalt an der Fließgrenze w_L abgeschätzt werden:

$$\Delta p' = p'_{nc} - p'_{cs} = p'_{nc} \cdot (0,83 - 0,51 \cdot w_L). \quad (31)$$

KLING (1997) zeigt Ergebnisse von Porenwasserdruckmessungen während der und im Anschluss an die Herstellung einer Gruppe von Ortbeton-Rammpfählen. Er kommt zu dem Schluss, dass der Lösungsansatz von CUNZE die Porenwasserüberdrücke bei der Herstellung eines einzelnen Pfahles relativ genau prognostiziert, eine Überlagerung infolge der Herstellung einer Gruppe jedoch nicht vorgenommen werden kann. MAYBAUM (1993) stellt Messungen der Totalspannungen und des Porenwasserdruckes am Mantel eines Fertigteil-Rammpfahles vor. Die Größenordnung der gemessenen Porenwasserüberdrücke stimmt dabei mit den Ergebnissen nach CUNZE überein.

MÜHLMANN (2000) sowie MAYBAUM und MÜHLMANN (2002) berichten von Messungen der Porenwasserüberdrücke bei der Herstellung von geokunststoffummantelten Sandsäulen. Die dort gemessenen Porenwasserüberdrücke werden durch die Gleichungen nach CUNZE nur näherungsweise prognostiziert. Es wird deutlich, dass sich die Porenwasserüberdrücke infolge der Herstellung mehrerer Säulen nicht aus der Summe der einzelnen Einflusswerte bestimmen lassen. Die oben angegebenen Ansätze werden daher im Weiteren auf ihre Übertragbarkeit bei Rüttelstopfsäulen überprüft.

Bei einem instrumentierten Probefeld hat GRUBER (1994) unter anderem Untersuchungen hinsichtlich der Verdichtung von schluffigem Material durch die Herstellung eines Rasters aus Schottersäulen vorgenommen. Auf der Grundlage von Hebungsmessungen und unter Berücksichtigung des eingebrachten Materialvolumens ermittelt er die in Bild 51 gezeigten Volumenänderungen des Bodens, die auf eine Verdichtung hinweisen. Anhand von Dilatometerversuchen konnte GRUBER jedoch nur bereichsweise eine geringe Erhöhung der Horizontalspannungen im Abstand von 1,1 m vom Säulenmantel infolge der Herstellung einer einzelnen Säule nachweisen (vgl. Bild 52). Ebenfalls weisen die Messungen des Dilatometermoduls nur eine geringe Erhöhung der Steifigkeit auf. Gleiches zeigen seine Messungen bei der Herstellung eines vollständigen Säulenrasters.

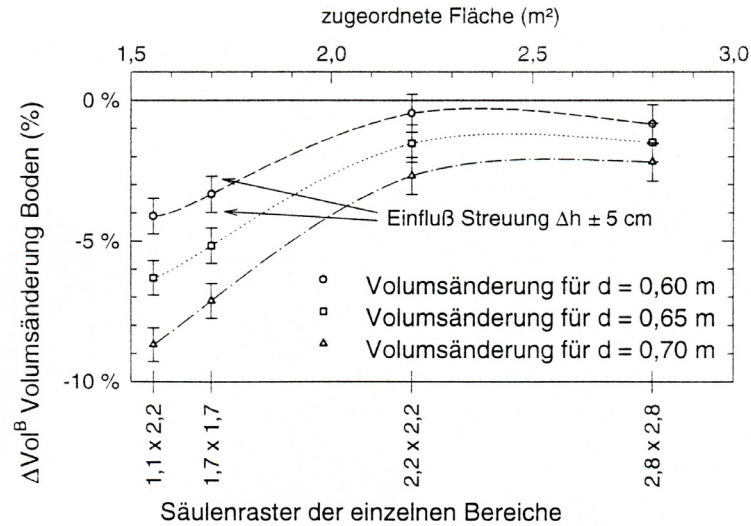


Bild 51: Volumenänderung aufgrund rasterförmiger Rüttelstopfverdichtung (aus GRUBER (1994)).

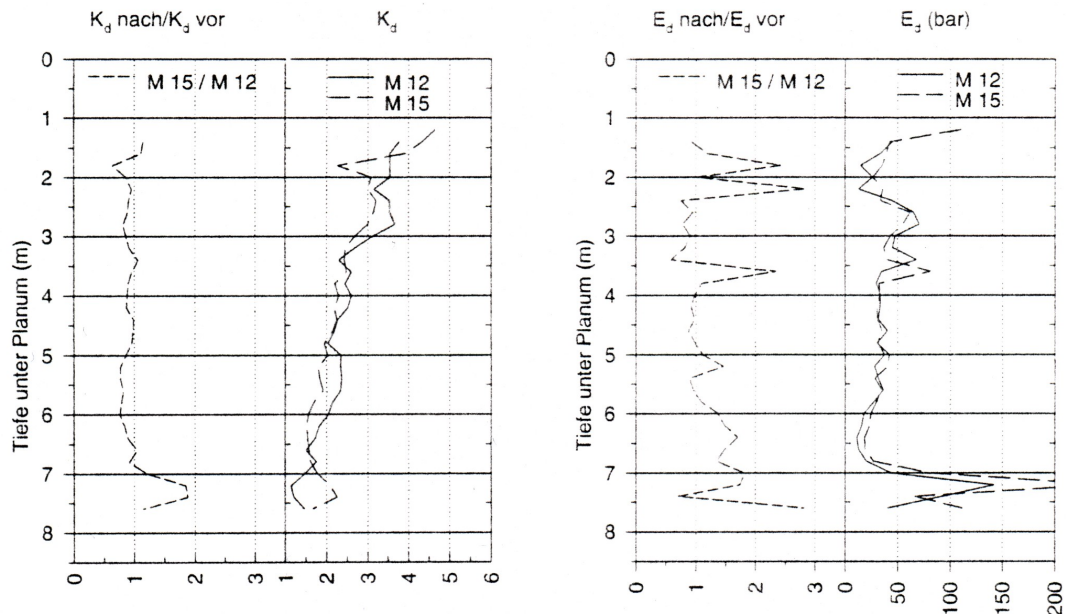


Bild 52: Änderung der Horizontalspannungen bzw. der Steifigkeit infolge der Herstellung einer Einzelsäule 1,1 m vom Säulenrand entfernt (aus GRUBER (1994)).

WATTS et al. (2000) berichten von einem großmaßstäblichen Versuch an einem Streifenfundament, welches von Schottersäulen unterstützt wird. Dabei wird eine Erhöhung der Horizontalspannungen während der Herstellung der Säulen von bis zu 60 kPa gemessen. Bild 53 zeigt die Horizontalspannungserhöhung während des Absenkens des Rüttlers bzw. des Verstopfens des Säulenmaterials.

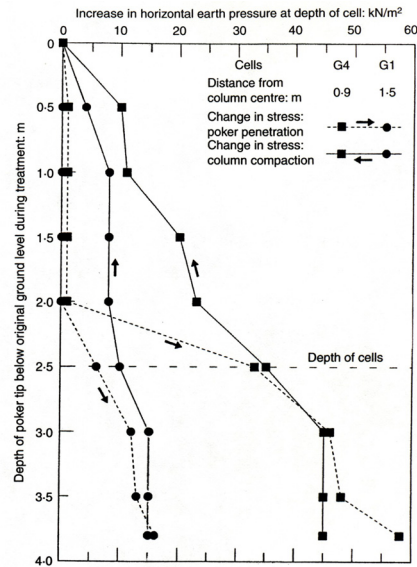


Bild 53: Horizontalspannungen infolge Säulenherstellung (aus WATTS et al. (2000)).

ANTOINE et al. (2003) stellen die Ergebnisse von Messungen der Steifigkeit mit dem Pressiometer bzw. von Laboruntersuchungen vor, die vor der Herstellung von Ortbeton-Rüttelsäulen in schluffigem Sand sowie einen Tag danach und eine Woche danach durchgeführt wurden. Direkt im Anschluss an die Herstellung zeigt der Vergleich der Ménard-Moduln zunächst eine Reduktion der Steifigkeit. Die Ergebnisse von Laborversuchen an Proben, die eine Woche nach der Säulenherstellung in einem Abstand von 0,8 m vom Säulenrand gewonnen wurden, weisen dann jedoch eine Erhöhung des Reibungswinkels von $\varphi' = 32^\circ$ auf $\varphi' = 37^\circ$ und des Steifemoduls von $E_s = 2900$ kPa auf $E_s = 4840$ kPa auf. Dies entspricht einer Steifigkeitserhöhung um den Faktor 1,7.

4.1.2 Großmaßstäbliche Versuche

Zum Nachweis des Tragverhaltens von Schottersäulen werden vielfach Instrumentierungen der Bauwerke vorgenommen oder Probefelder errichtet. Die Instrumentierung findet oft bei der flächenhaften Verbesserung unter Dämmen und Aufschüttungen Anwendung. Von besonderem Interesse ist dabei die Spannungsverteilung zwischen den Säulen und dem umgebenden Boden in Höhe der Säulenköpfe. Mit ihrer Kenntnis können Nachweise der Standsicherheit geführt bzw. Berechnungsannahmen verifiziert werden.

Häufig werden Probelastungen dazu verwendet, die Setzungen unter Gebrauchslast nachzuweisen. Dabei sind Belastungsversuche an Säulengruppen und an Einzelsäulen zu unterscheiden. Letztere bieten nur bedingt Informationen über das Tragverhalten einer Gruppe, so dass sie eher dem Verständnis der allgemeinen Mechanismen dienen. Viele der in der Literatur veröffentlichten Probelastungsergebnisse enthalten nicht alle zur Beurteilung notwendigen Parameter, so dass bei den im Folgenden vorzustellenden Maßnahmen nur ausreichend dokumentierte Versuche mit einer Instrumentierung des Säulenfeldes Berücksichtigung finden.

In CASTELLI, SARKAR und MUNFAKH (1983) sowie in MUNFAKH, SARKAR und CASTELLI (1983) werden umfangreiche Messungen an einer Werfthalle und in einem Probefeld beim Bau des Jourdan Road Terminal in New Orleans, USA vorgestellt. Dabei sind die Messungen in dem Probefeld von besonderem Interesse. Auf Weichschichten mit einer Mächtigkeit von ca. 18 m folgen zunächst locker gelagerte und schließlich dicht gelagerte Sande. Ein Probekörper aus bewehrter Erde mit einer rechteckigen Grundfläche von 46 m^2 wird auf 14 Rüttelstopfsäulen gegründet, so dass sich ein Flächenverhältnis von $A_S/A = 0,3$ ergibt. Die Säulen werden im Nassverfahren hergestellt. Die Auswertung der Setzungspegel ergibt eine Setzungsverbesserung von $\beta = 1,7$ gegenüber den Setzungen im unverbesserten Bereich. Die Druckkissen zeigen eine Spannungskonzentration von $n = 4$ bis $n = 5$.

GRUBER (1994) stellt die Ergebnisse eines instrumentierten Testdammes auf einem aus Schluffen und Sanden bestehenden Untergrund vor, der mit Schottersäulen unterschiedlicher Rasterabstände verbessert wird. Die in Bild 54 gezeigten Spannungskonzentrationsfaktoren reichen von $n = 2,5$ bis $n = 3,5$. Die Setzungsverbesserungsfaktoren reichen von $\beta = 1,5$ für ein Flächenverhältnis von $A_S/A = 0,04$ bis $\beta = 1,8$ für $A_S/A = 0,11$.

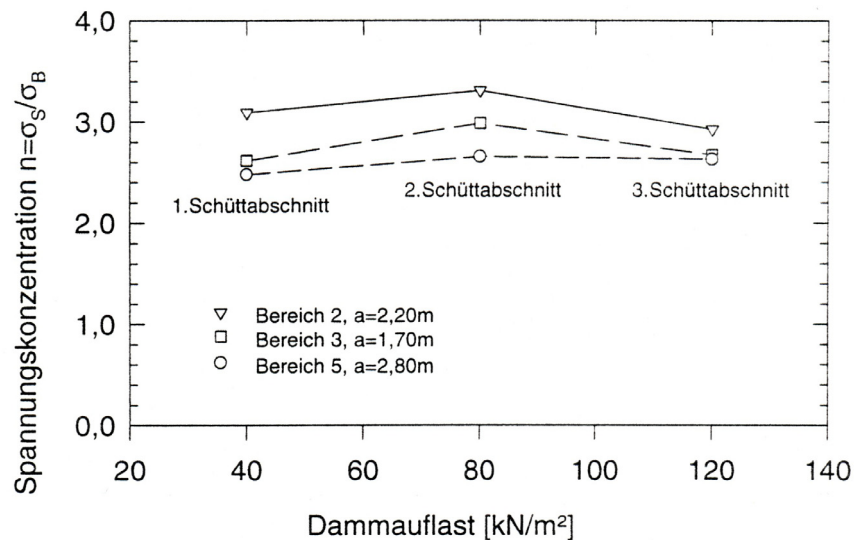


Bild 54: Spannungskonzentration bei einem Testdamm (aus GRUBER (1994)).

GOUGHNOUR und BAYUK (1979) berichten über ein Probefeld im Rahmen der Verbesserungsarbeiten für einen Straßendamm in Hampton, Virginia, USA. Weichschichten mit einer Stärke von 4,0 m und einer Untergrenze der undrainierten Scherfestigkeit von $c_u = 7 \text{ kN/m}^2$ werden durch ein Schottersäulenraster verbessert (vgl. Bild 55). Die Säulen weisen einen über das Einbauvolumen bestimmten Durchmesser von 1,1 m und eine Länge von 6,4 m auf. Damit binden die Säulen ca. 2,4 m in die unterhalb der Weichschichten anstehenden locker bis mitteldicht gelagerten Sande ein. Insgesamt 45 Säulen werden in einem Dreiecksraster von 1,83 m Kantenlänge angeordnet. Nach Installation der Messwertgeber wird eine etwa 0,7 m starke Ausgleichsschicht aufgebracht. Die Belastung erfolgt durch Betonplatten, die eine Gesamtlast von 400 t auf eine Fläche von 36 m^2 bringen, so dass 17 Säulen durch die

Platten direkt belastet werden. Dabei bilden vier 3 m x 3 m messende Platten die Grundfläche der Belastung, so dass die Autoren von einer "semi-flexiblen" Belastung sprechen. Unter der Maximalbelastung von 110 kPa belaufen sich die gemessenen Vertikalverformungen in der Mitte der Lastfläche auf ca. 30 cm und in den Ecken auf ca. 10 cm. Eine Messung der Vertikalspannungen auf der Mittelsäule und in der Mitte zwischen den Säulen in Höhe der Säulenköpfe ergab ein Spannungsverhältnis $n = \sigma_{\text{Säule}} / \sigma_{\text{Boden}} = 2,6$ unter maximaler Belastung.

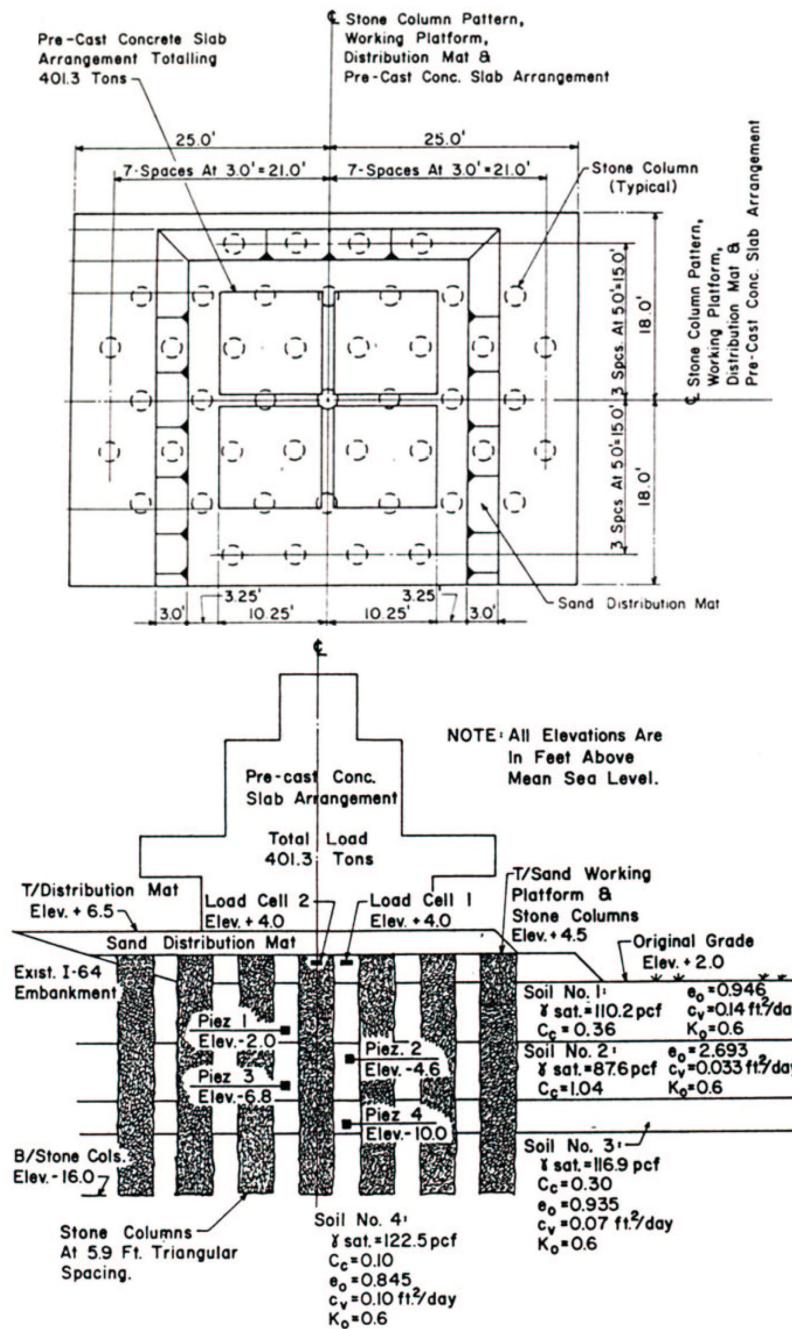


Bild 55: Aufsicht und Schnitt des Probefeldes (aus GOUGHNOUR und BAYUK (1979)).

WATTS et al. (2000) messen ein maximales Spannungsverhältnis $n = \sigma_{\text{Säule}} / \sigma_{\text{Boden}} = 2,5$ unterhalb eines Streifenfundamentes von 9 m Länge und 0,75 m Breite auf einer Reihe von fünf Schottersäulen. Der Untergrund besteht aus aufgefüllten Aschen und bindigem Material. Das Spannungsverhältnis steigt mit zunehmender Belastung (vgl. Bild 56). Die Gesamtbelastung beträgt 123 kPa, die gemessenen Setzungen belaufen sich auf 1,6 cm, was einer Setzungsverbesserung von $\beta=1,63$ entspricht.

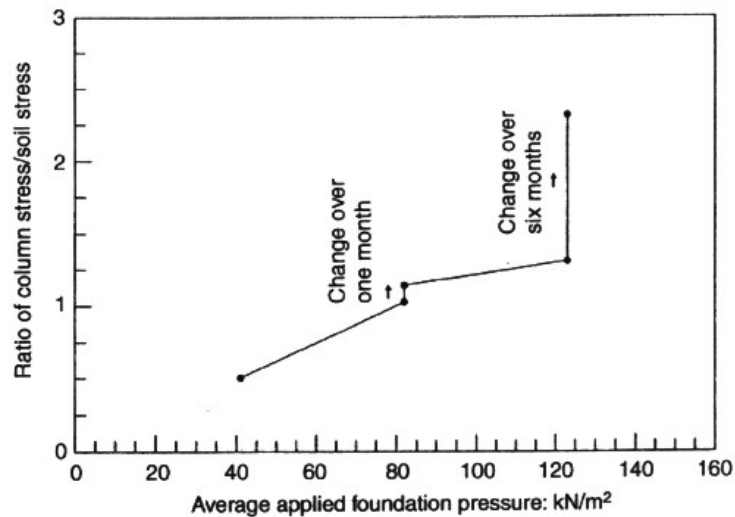


Bild 56: Spannungsverhältnis (aus WATTS et al. (2000)).

GREENWOOD (1991) berichtet von der Probelastung eines Rechteckfundamentes auf zwei Rüttelstopfsäulen (vgl. Bild 57). In Abhängigkeit von der Auflastspannung ergibt sich eine Spannungskonzentration von $n = 2,5$ bis $n = 3,5$, wobei zu beachten ist, dass die Messung im Gegensatz zu den Ergebnissen von WATTS et al. (2000) ein abnehmendes Spannungsverhältnis mit steigender Fundamentbelastung zeigt.

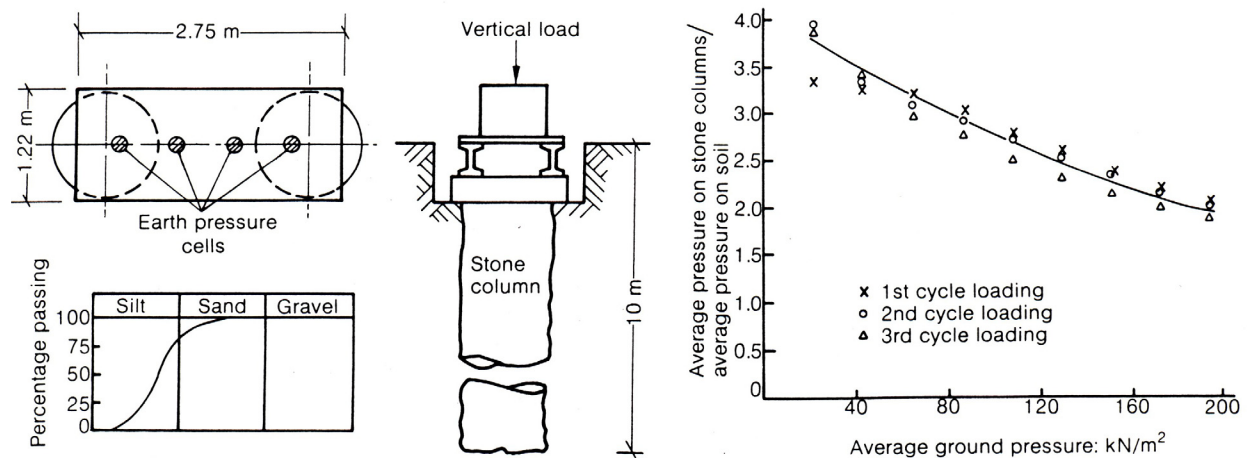


Bild 57: Belastungsversuch auf einem Rechteckfundament (aus GREENWOOD (1991)).

4.1.3 Fazit aus den bisherigen Untersuchungen

Der Bestimmung des Herstellungseinflusses auf den Spannungszustand im Boden kommt beim Rüttelstopfverfahren eine besondere Bedeutung zu. Viele Bemessungsverfahren beinhalten Annahmen über das Seitendruckverhältnis am Säulenmantel und die Steifigkeit des umgebenden Materials. Beide Parameter werden durch die Herstellung von Rüttelstopfsäulen in der Regel in positiver Weise beeinflusst. Jedoch besteht relativ geringe Kenntnis über die Veränderung des Spannungszustandes im Untergrund infolge der Herstellung von Rüttelstopfsäulen. Die veröffentlichten Ergebnisse sind nicht einheitlich. Einige weisen nur einen geringen Herstellungseinfluss auf die Spannungen im Boden aus, andere zeigen teilweise erhebliche Spannungszuwächse. Untersuchungen zur Veränderung der Steifigkeit infolge der Herstellung von Rüttelstopfsäulen sind selten. Die einzige bekannte Messung zeigt Steifigkeitserhöhungen um den Faktor 1,7.

Bezüglich der Spannungskonzentration im Säulenmaterial existieren einige Ergebnisse, von denen hier nur wenige beispielhaft vorgestellt wurden. In den meisten Fällen handelt es sich dabei um Messungen unter einer schlaffen Last, wie beispielsweise einer Dammschüttung. Ein Vergleich der Messwerte für die Spannungskonzentrationsfaktoren ist nicht sinnvoll, weil die Spannungskonzentration ganz erheblich von den geometrischen Verhältnissen und den Untergrundeigenschaften abhängt. Aufgrund der nahezu immer wirksamen Gewölbeausbildung innerhalb der obersten Schicht ist zusätzlich die Lage der Messaufnehmer von entscheidender Bedeutung für die Ermittlung der Spannungen. Diese ist jedoch nicht bei allen Messungen ausreichend dokumentiert. Festzuhalten ist, dass Spannungskonzentrationen zwischen $n = 2,5$ und $n = 4$ am häufigsten gemessen wurden. Es existieren jedoch auch Beispiele mit Messwerten für die Spannungskonzentration von $n = 25$, wie z. B. in GREENWOOD (1991). Aus diesem Grund sind auch hier weitere Untersuchungen erforderlich.

4.2 Eingesetzte Messverfahren

4.2.1 Allgemeine Konzeption

Bei den im Folgenden vorzustellenden Messungen werden Spannungen und Verformungen an Bauteilen und im Untergrund aufgezeichnet, um Informationen über die Veränderungen im Untergrund während der Bautätigkeit zu erhalten. Daran anschließend werden die Messgeber zur Überwachung einer Probelastung eingesetzt. Diese Messaufgabe bedingt die Anforderungen an das Aufzeichnungsintervall und die Genauigkeit der Messwerte. Die Verformungen werden mit induktiven Wegaufnehmern, die an Referenzsystemen befestigt sind, gemessen und mit einem Feinnivellement kontrolliert. Spannungen werden mit Druckkissen unterschiedlicher Größe nach dem Kompensationsprinzip bzw. mit piezoelektrischen Messwertgebern erfasst. Zur Ermittlung der eingeleiteten Lasten werden Kraftmessdosen und manometrische Druckmessung eingesetzt. Das Messprogramm umfasst weiterhin die

Steifigkeitsermittlung mit dem Pressiometer sowie Druck- und Flügelsondierungen. Ergänzt werden die in situ Messungen durch ein umfangreiches bodenmechanisches Versuchsprogramm.

4.2.2 Erddruckmessung

Zur Erfassung der Vertikal- und Horizontalspannungen werden Totalspannungsgeber eingesetzt. Die Vertikalspannungen werden bei den Versuchen in den oberen Bodenschichten direkt unterhalb einer zur Lastaufbringung angeordneten Fundamentplatte gemessen. Hierbei kommen pneumatische Ventilgeber unterschiedlicher Größe zum Einsatz. Das Messprinzip ist in Bild 58 veranschaulicht. Zur Aufrechterhaltung eines konstanten geringen Luftstroms wird ein automatischer Luftmengenregler ALR 16 eingesetzt, so dass der über ein Manometer an der Messanlage aufgezeichnete Druck p_M mit geringen Amplituden um die Messgröße schwankt. Der Flüssigkeitsdruck innerhalb des Erddruckkissens p_F ergibt sich aus dem gemessenen Luftdruck p_M abzüglich von Leitungsverlusten p_L , der Vorspannung des Gebers p_V und der Ölsäule zwischen Geber und Ventil p_H . Die Leitungsverluste sind bei pneumatischen Gebern mit max. $5 \cdot 10^{-4}$ bar/m Leitungslänge (GLÖTZL (1999)) relativ gering.

Sinnvollerweise werden alle Verlustgrößen zu einem Wert zusammengefasst, der sich im Anschluss an den Einbau als Nullwert p_0 ermitteln lässt:

$$p_0 = p_V + p_H + p_L \quad (32)$$

Somit herrscht innerhalb des Druckkissens der Druck:

$$p_F = p_M - p_0 \quad (33)$$

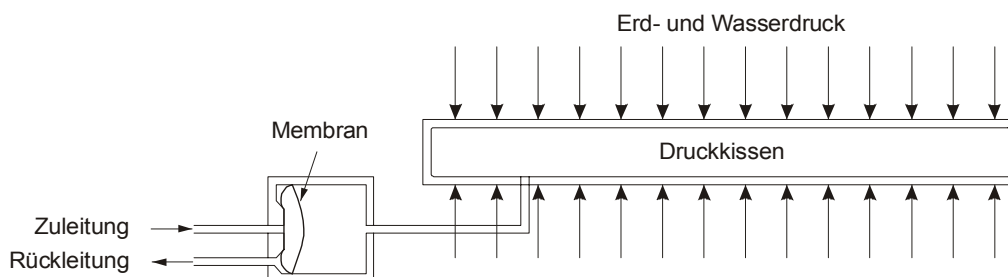


Bild 58: Messprinzip pneumatischer Erddruckgeber

Um die Ablesung der bis zu zehn eingesetzten pneumatischen Erddruckgeber zu beschleunigen, werden die Druckleitungen in einer Umschalteneinheit zusammengeführt und die Druckablesung erfolgt digital. Die eingebauten Erddruckgeber haben Abmessungen von 400 mm x 400 mm, 200 mm x 300 mm bzw. 100 mm x 200 mm, einen Messbereich bis 20 bar und eine Regelgenauigkeit von $\pm 0,01$ bar.

HILMER et al. (1983) stellen die Ergebnisse einer umfangreichen Untersuchungsreihe bezüglich der Genauigkeit der oben beschriebenen Erddruckgeber nach der Kompensationsmethode vor. Sie kommen zu dem Ergebnis, dass der Einbau der Erddruckgeber

einen erheblichen Einfluss auf die Messgenauigkeit hat. Sie empfehlen, die Aufnehmer unabhängig von der eigentlichen Bodenart in eine ca. 15 cm dicke Sandschicht sorgfältig einzubetten, welche über eine größere Fläche ausgebreitet wird. Dennoch werden mit Erddruckkissen geringfügig erhöhte Spannungen gemessen, was auf die Spannungskonzentration aufgrund der gegenüber der Umgebung erhöhten Steifigkeit der Geber zurückzuführen ist. HILMER et al. (1983) geben an, dass die gemessenen Spannungen um 5 % bis 10 % über den im Mittel eingeleiteten Spannungen liegen.

Die Messung der Horizontalspannungen in unterschiedlichen Tiefen erfolgt ebenfalls mit ölgefüllten Druckkissen. Im Gegensatz zu den oben beschriebenen Sohlspannungsgebern werden hier elektrische Spannungsaufnehmer zur Messung des Flüssigkeitsdruckes innerhalb des Kissens verwendet. Ein piezoelektrischer Drucksensor wandelt die aufgebrachte Spannung in ein elektrisches Signal um, welches an einer Datenerfassungseinheit kontinuierlich aufgezeichnet wird.

Für die Messung der Horizontalspannungen kommen einerseits eine biaxiale Spannungsmonitorstation mit einem Messbereich bis 20 bar (vgl. Bild 59) zur Erfassung des Erddruckes in zwei um 90° gegeneinander verdrehten vertikalen Ebenen und andererseits ein kombinierter Erd- und Porenwasserdruck-Aufnehmer (vgl. Bild 60) zum Einsatz.

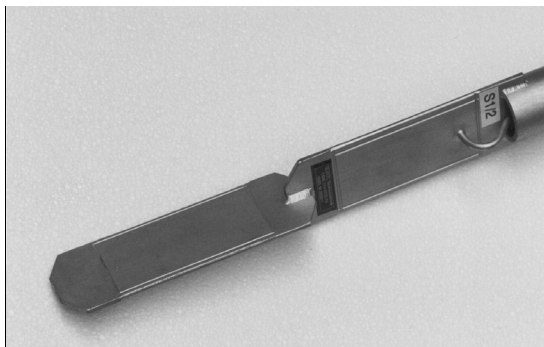


Bild 59: Biaxiale Spannungsmonitorstation.

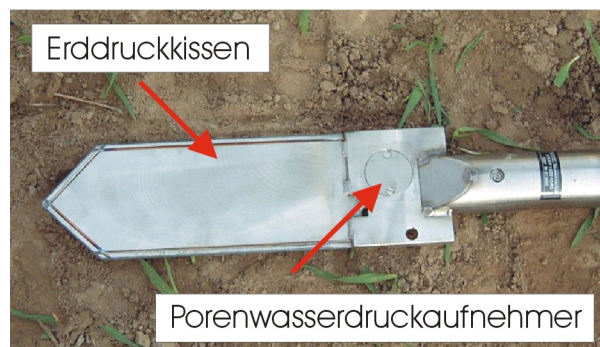


Bild 60: Kombiniertes Erd- und Porenwasserdruck-Aufnehmer.

Der Einbau der Erddruckkissen erfolgt bei geringen Einbautiefen durch Einpressen von der Geländeoberkante oder in größeren Tiefen von der Sohle eines Bohrloches. Infolge des Einpressens wird der Untergrund gestört. Die im Anschluss an den Einpressvorgang messbaren Spannungen spiegeln nicht den ungestörten Zustand wieder. KAHL (1991) stellt Laborversuche zum gemessenen Spannungsniveau nach dem Einpressen von Erddruckgebern in Ton vor. Dort zeigt er, dass die Messwerte die tatsächlichen Spannungen zunächst um ein Vielfaches überschreiten. Die erhöhten Spannungen im Bereich des Druckkissens bauen sich jedoch zunächst schnell und dann immer langsamer ab (vgl. Bild 61). Nach 24 Stunden liegen die Spannungen nur noch ca. 10 % über der ursprünglich aufgebrachten

Belastung. Selbst nach einer Woche haben die Spannungen noch nicht das Ausgangsniveau erreicht, was auf die erhöhte Gebersteifigkeit zurückzuführen ist.

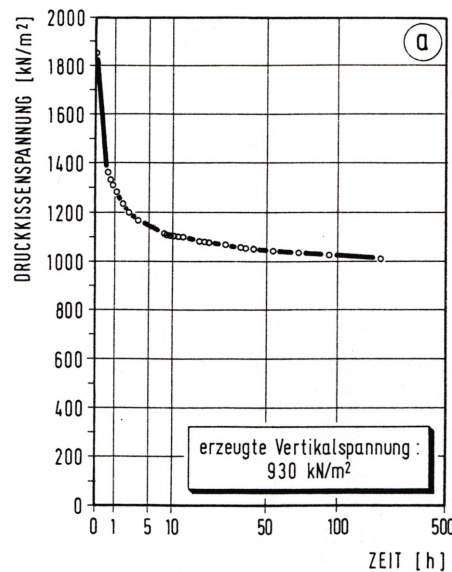


Bild 61: Abbau der überschüssigen Spannungen nach dem Einpressen eines Erddruckkissens in Ton (aus KAHL (1991)).

MAYBAUM (1996) stellt statistische Untersuchungen zur Genauigkeit der Messung mit Erddruckkissen an und kommt zu dem Ergebnis, dass der Gesamtfehler infolge sämtlicher Einflussfaktoren etwa bei 10 % bis 15 % liegt.

Bei allen durchgeführten Messungen wurde sichergestellt, dass die Messgeber mindestens 24 Stunden in Ruhe stehen bevor die eigentliche Versuchsphase beginnt. Im Weiteren werden die Spannungen im Allgemeinen nicht als Absolutwerte, sondern als Spannungsänderungen von einem Ausgangsniveau oder Einbauwert betrachtet.

4.2.3 Porenwasserdruckmessung

Die Porenwasserdruckmessung erfolgt ebenfalls mit Hilfe piezoelektrischer Spannungsggeber. Zur Abschirmung des Erddruckes sind diese hinter einem Sintermetallfilter angeordnet und messen den Porenwasserdruck u . Vor dem Einbau muss der Filter und der dahinter liegende Hohlraum entlüftet werden, um Messwertverfälschungen auszuschließen. Durch die Verwendung von Porenwasserdruckgebern in Verbindung mit einem Erddruckkissen (vgl. Bild 60) werden die neutralen Spannungen u und die totalen Spannungen σ an nahezu gleicher Stelle gemessen, was eine Ermittlung der effektiven Spannungen σ' aus der Differenz von totalen und neutralen Spannungen erlaubt.

4.2.4 Steifigkeitsermittlung

Zur Ermittlung der Steifigkeit des anstehenden Bodenmaterials und deren zeitlicher Veränderung infolge der Herstellung und Belastung von Rüttelstopfsäulen werden bei den folgenden Untersuchungen Pressiometerversuche eingesetzt. Diese sind in Deutschland in

DIN 4094-5 „Felduntersuchungen, Teil 5: Bohrlochaufweitungsversuche“ vom Juni 2001 geregelt. Dieser Methode wird insbesondere bei der Beurteilung des Baugrundverhaltens bei Änderungen des Spannungszustandes der Vorzug vor der Ermittlung von Steifigkeiten im Laborversuch gegeben, da so Störungen des Materials durch die Probenentnahme vermieden werden.

Das Messprinzip des Pressiometers beruht im Gegensatz zum Dilatometer auf der radialen Aufweitung einer zunächst ungestützten Bohrlochwandung durch hydraulischen Druck in einer flexiblen Membran. Dabei werden eingebrachtes Volumen und aufgebracht Druck gemessen. Grundsätzliches zum Messverfahren und den Auswertmöglichkeiten ist beispielsweise in BAGUELIN, JÉZÉQUEL und SHIELDS (1978) oder MÜLLER (1970) beschrieben. In WITTE und KIRSCH (2002) ist die Eignung des Verfahrens für die in Norddeutschland häufig anzutreffenden quartären Tone und Schluffe gezeigt. Zur Übertragung von im Pressiometerversuch ermittelten Steifigkeiten, ausgedrückt als so genannter Ménard-Modul E_M , auf den Steifemodul E_S oder den Elastizitätsmodul E werden beispielsweise in DIN 4094-5, Anhang F Angaben gemacht. So gilt für normalkonsolidierten Ton:

$$E_S = 1,5 \cdot E_M. \quad (34)$$

Für Schluffe kann der Ménard-Modul sogar die doppelte Größe des Steifemoduls annehmen. Zur genaueren Untersuchung der Zusammenhänge werden in Anhang C die Ergebnisse numerischer Berechnungen der pressiometrischen Hohlraum aufweitung gezeigt.

4.3 Feldversuche zur Ermittlung des Einflusses der Säulenherstellung auf den umgebenden Boden

4.3.1 Probefeld A

Die folgenden Messungen zeigen die Beanspruchungen des Untergrundes im Hinblick auf Spannungsumlagerungen und Änderungen der Steifigkeitseigenschaften in Folge der Herstellung von Schotterssäulen nach dem Rüttelstopfverfahren mit dem Schleusenrüttler. Dazu wurden die Verbesserungsarbeiten zur Ertüchtigung des Baugrundes nahe der niedersächsischen Ortschaft Melle messtechnisch begleitet.

4.3.1.1 Baugrund

Der Untergrund besteht im Bereich der für die Messung relevanten Tiefen aus quartären Ablagerungen unterschiedlicher Mächtigkeit. Zur Baugrunderkundung dienen Drucksondierungen und Aufschlussbohrungen, die offen gehalten und in der Folge für den Einbau der Messwertgeber verwendet werden.

Der tiefere Untergrund wird von Ton- und Sandsteinen des Keupers gebildet, der von Löß überdeckt wird. Diese Lößlagen, die infolge von Erosionsprozessen während der letzten Eiszeit mehrfach umgelagert wurden und Mächtigkeiten von mehreren Metern erreichen, sind entsprechend ihrer granulometrischen Zusammensetzung als Schluff zu bezeichnen.

Das Grundwasser steht in einer Tiefe von 1,8 m unter der Geländeoberkante an. Bild 62 zeigt das Ergebnis der kombinierten Sieb-Schlammmanalyse einer durch die Aufschlussbohrung gewonnenen Probe.

Die im bodenmechanischen Labor ermittelten Kennwerte der Konsistenzgrenzen sind in Tabelle 9 angegeben. Der Schluff steht in weicher bis steifer Konsistenz und mittlerer Plastizität an. Seine Aktivität, also sein Bestreben auf Wassergehaltsänderungen mit Volumenänderungen zu reagieren, ist als normal bis vorwiegend inaktiv einzustufen. Zur Ermittlung der Steifigkeit wurden Ödometer-Versuche durchgeführt. Die dabei ermittelten Parameter sind in Tabelle 10 zusammengefasst.

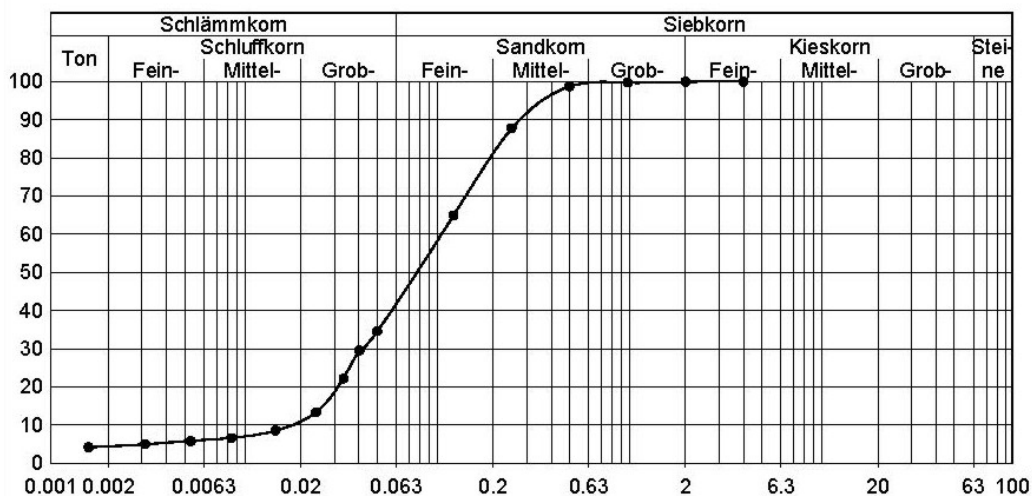


Bild 62: Kornverteilungsdiagramm nach kombinierter Sieb-Schlammmanalyse.

Tabelle 9: Konsistenzgrenzen.

Parameter	Wert
nat. Wassergehalt w_n	0,194
Fließgrenze w_L [-]	0,293
Ausrollgrenze w_P [-]	0,154
Plastizitätszahl I_P [-]	0,139
Plastizitätsgrad	mittel
Konsistenzzahl I_C [-]	0,711
Konsistenz	weich-steif
Aktivitätszahl I_A [-]	1,15
Aktivität	normal
Wasseraufnahme- vermögen w_b [-]	0,5

Tabelle 10: Bodenmechanische Parameter.

Parameter	Wert
Steifemodul E_s [kPa] ($p = 50$ kPa)	6000
Steifemodul E_s [kPa] ($p = 150$ kPa)	14000
Steifemodul E_s [kPa] ($p = 200$ kPa)	23000

Aufgrund der Wasseraufnahmefähigkeit nach ENSLIN/NEFF von $w_b = 50 \%$ sind nach GUDEHUS und LEINENKUGEL (1974) viskose Effekte bei diesem Boden von untergeordneter Bedeutung. Aufgrund seiner geringen Steifigkeit ist der Boden als nicht ausreichend tragfähig einzustufen. Aus diesem Grund wurden Schottersäulen mit einem planmäßigen Durchmesser von $d = 0,8 \text{ m}$ nach dem Rüttelstopfverfahren eingesetzt, um insgesamt vier Einzelfundamente einer zu errichtenden Windkraftanlage zu unterstützen.

4.3.1.2 Geometrie

Die Entwicklung der Spannungen und der Steifigkeit im Untergrund während der Herstellung von Rüttelstopfsäulen wurde bei zwei der vier Gründungsfelder überwacht. Dazu wurden die Spannungsgeber und die Pressiometersonden in unterschiedlichen Tiefen eingebaut (vgl. Bild 63). Die Herstellung der Säulen erfolgte dann nach einem vorher festgelegten Ablauf, bei dem sich der Abstand der aktuell hergestellten Säule zu den Messaufnehmern schrittweise verringert.

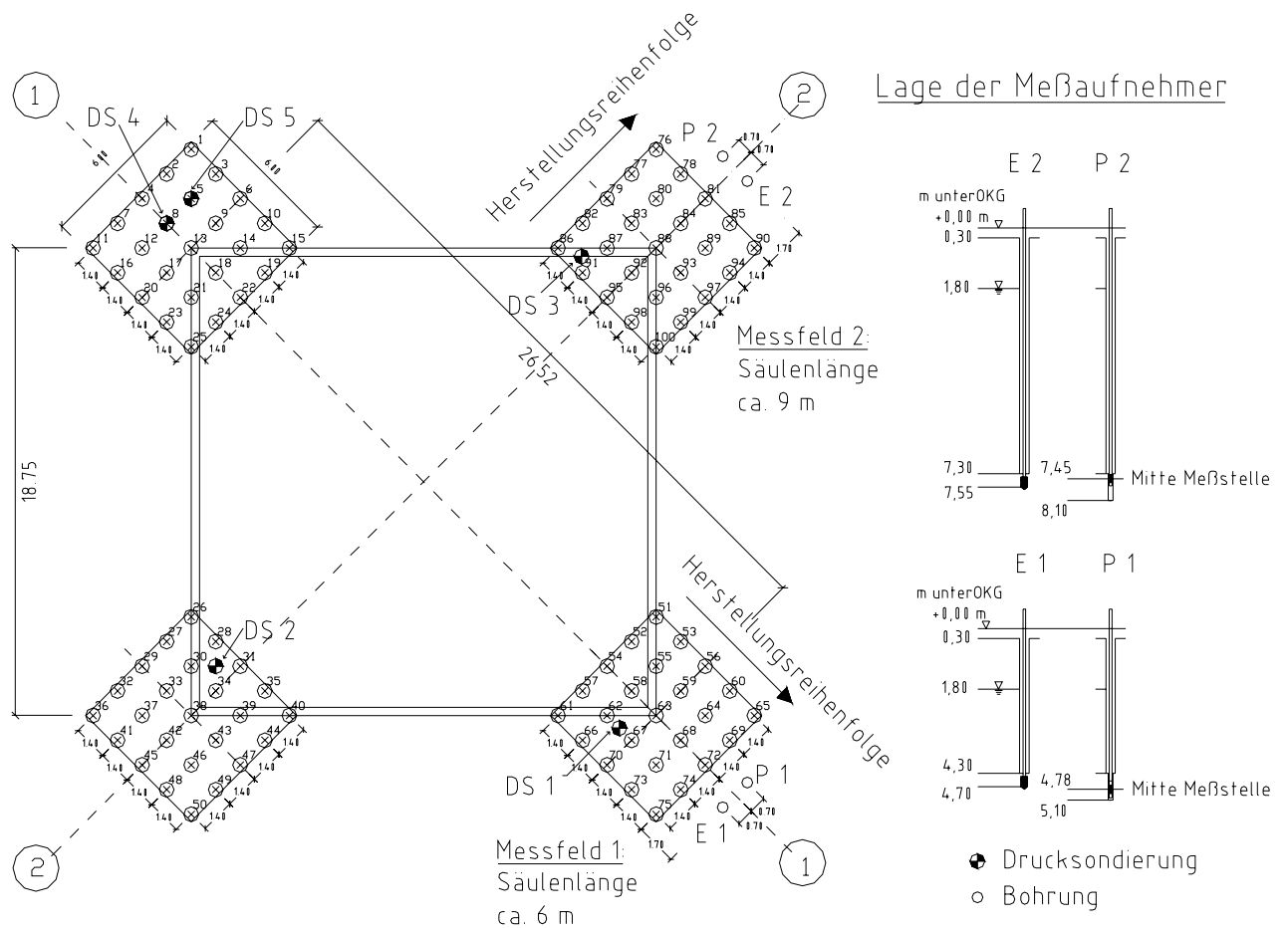


Bild 63: Lage der Säulen (Durchmesser $d = 0,8 \text{ m}$) und Aufnehmer in den beiden Messfeldern beim Probefeld A.

Die unterschiedlichen Einbautiefen bedingen verschiedene Umgebungsbedingungen der einzelnen Geber. So liegen die Geber in Messfeld 1 im schluffigen Ton, während in Messfeld 2 in Gebertiefe feinsandiger Schluff ansteht (vgl. Bild 64).

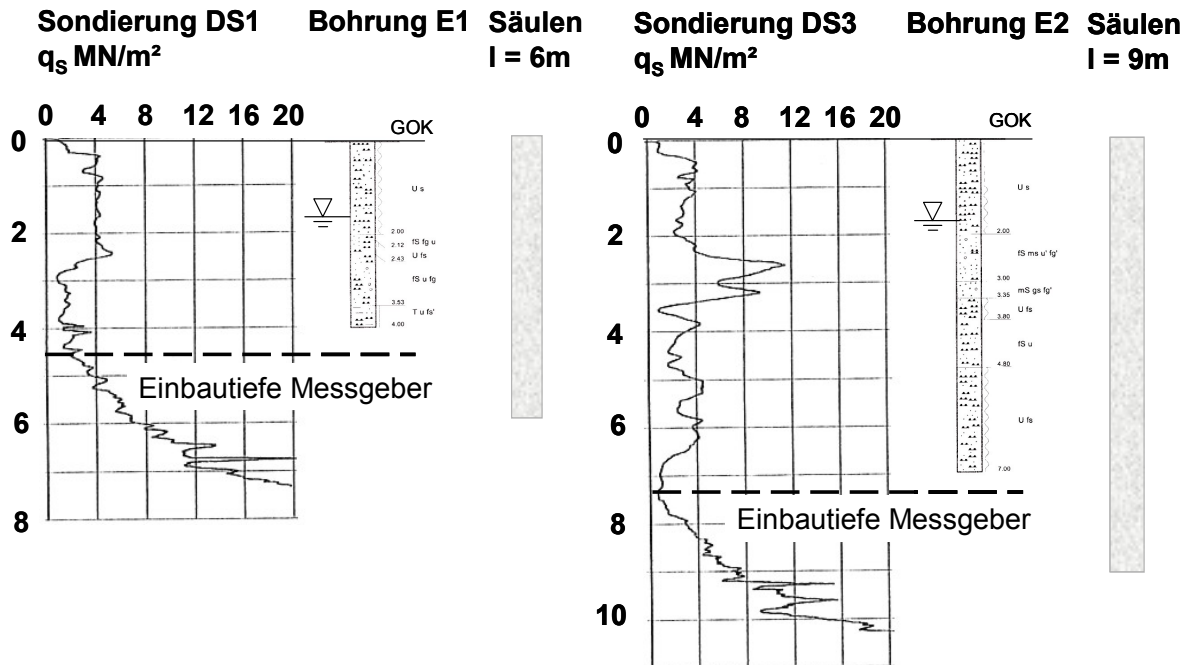


Bild 64: Bohrprofile und Drucksondierungen.

4.3.1.3 Messergebnisse

Spannungen im Boden während der Herstellung einer einzelnen Säule

Der Einbau der Erddruckkissen erfolgte von der Sohle der Bohrungen E1 und E2 durch Einpressen des spatenförmigen Erd- und Wasserdruckgebers ca. 24 Stunden vor der eigentlichen Messung. Am Ende dieser Ruheperiode wurden die in der Folge als Einbauwerte bezeichneten Messgrößen der Totalspannung und des Porenwasserdruckes bestimmt. Die gemessenen Porenwasserdrücke stimmen dabei mit den im Bohrloch geloteten Wasserständen überein (vgl. Tabelle 11).

Tabelle 11: Einbauwerte der Erd- und Porenwasserdruckgeber.

Bohrung	E1	E2
Einbautiefe [m]	4,7	7,5
Totalspannung σ [kPa]	122,8	76,3
Porenwasserdruck u [kPa]	29,6	59,7
geloteter Wasserstand im Bohrloch [m über Geber]	3,0	5,9

Der in Kapitel 2.2 beschriebene Herstellprozess einer Rüttelstopfsäule nach dem trockenen Verfahren lässt sich in die Arbeitsphasen:

1. Absenken des Rüttlers bis auf Endtiefe,
2. Alternierendes Anheben und Absenken unter gleichzeitigem Verstopfen des Säulenmaterials und
3. Wiederbefüllen der Materialschleuse im Rüttler

unterteilen. Dabei werden 2. und 3. so oft wiederholt, bis die Oberkante der herzustellenden Säulenlänge erreicht ist.

Beim Verstopfungsvorgang wird das Einbaumaterial solange in den anstehenden Boden verdrängt, bis eine vorgegebene Grenze der Verdichtung erreicht ist. Diese Grenze wird im Allgemeinen über die Stromaufnahme des Rüttlers definiert und liegt je nach Rüttlertyp im Bereich von 100 bis 150 Ampere. Der Austritt des Schottermaterials an der Rüttlerspitze wird durch Druckluft unterstützt, welche gleichzeitig verhindert, dass Bodenmaterial oder Wasser in den Rüttler eindringt. Diese verfahrensbedingt eingebrachte Luft entweicht durch den Ringraum um den Rüttler kontinuierlich oder gelegentlich auch in zyklischen Entladungen.

Auf diese Weise entstehen Säulen, deren Durchmesser abhängig vom Widerstand des anstehenden Bodens gegen seitliche Verdrängung ist und mit der Tiefe variieren kann. Eine Abschätzung der erzielten Säulenradien kann unter Zuhilfenahme der aufgezeichneten Zeit-Tiefenprotokolle der Rüttlerspitze vorgenommen werden, indem der Durchmesser über das bekannte Schottervolumen in der Materialschleuse und die Länge des hergestellten Säulenabschnitts errechnet wird. Dieses Vorgehen kann nur eine näherungsweise Ermittlung des Säulendurchmessers liefern, da es beispielsweise durch Kornbruch infolge der hohen eingeleiteten Energie zu Änderungen in der Granulometrie und damit des eingebauten Volumens kommen kann. Da bislang kein praxistaugliches Verfahren existiert, welches eine genauere Ermittlung der erzielten Säulenradien ermöglicht, wird dieses Vorgehen in der Folge zur Bestimmung der Säulendurchmesser verwendet.

Bild 65 zeigt den Verlauf der gemessenen Totalspannungen und Porenwasserüberdrücke während der Herstellung einer Säule in einem horizontalen Abstand von $a = 7,33$ m zum Messaufnehmer. Zusätzlich sind das Zeit-Absenktiefendiagramm der Rüttlerspitze und der aufgebrachte Luftdruck in der Materialschleuse des Rüttlers dargestellt.

Die einzelnen Herstellphasen sind deutlich im Verlauf der Totalspannungsänderungen zu erkennen. Die Schwankungen der Totalspannungen während der Verstopfungsphasen sind aufgrund ihrer Häufigkeit eindeutig den Rüttlerbewegungen zuzuordnen.

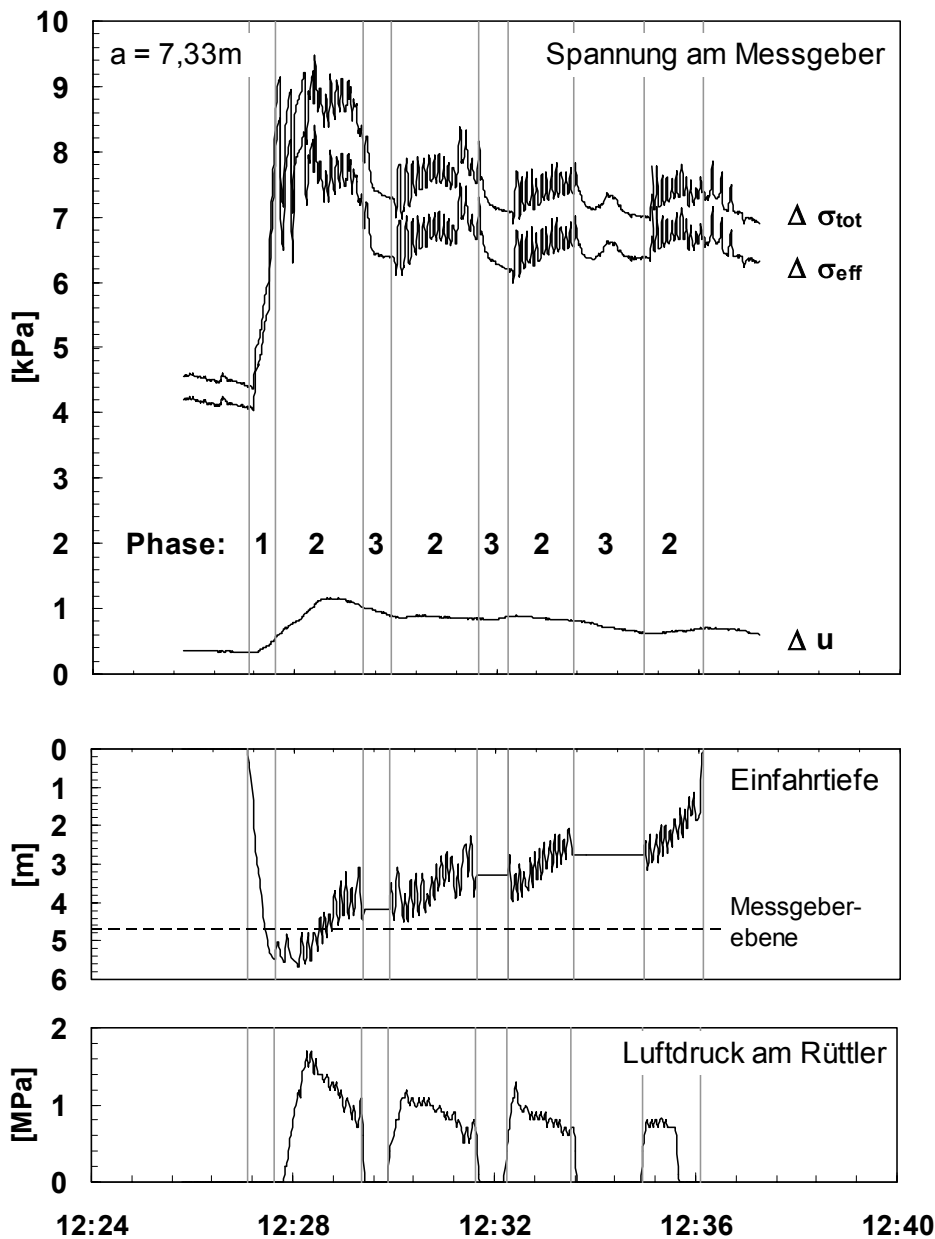


Bild 65: Verlauf der Messwerte während der Herstellung einer Säule in Messfeld 1.

Das Maximum der Totalspannungen wird im Allgemeinen dann erreicht, wenn Verstopfungsarbeit in Höhe der Messaufnehmer geleistet wird. Häufig führt jedoch die gleichzeitig mit der seitlichen Verdrängung des anstehenden Bodens wirksame Vibration zu einem Abfall der Spannungen. Die an der Geländeoberkante gemessenen und im Untergrund ebenso wirksamen Vibrationen führen zu Kornumlagerungen. Diese können bei Tonen und Schluffen zu einem Verlust der undrainierten Scherfestigkeit führen. Das Material verhält sich dann wie eine viskose Flüssigkeit und erreicht erst nach einiger Zeit wieder seine ursprüngliche Festigkeit. Dieser zeitabhängige Effekt nach einer Störung wird als Thixotropie bezeichnet. Alle Böden mit bindigen Anteilen weisen ein mehr oder weniger ausgeprägtes thixotropes Verhalten auf (vgl. BOWLES (1996)). Es überlagern sich also spannungssteigernde Verdrängungs- und spannungsreduzierende Umlagerungseffekte. Die Auswertung aller Mes-

sungen zeigt, dass das Maximum der Totalspannungen im Messfeld 1 zum Zeitpunkt des Abteufens des Rüttlers erreicht wird, während im Messfeld 2 durch den Verstopfungsvorgang weitere Spannungssteigerungen erreicht werden. In Messfeld 1 führen die eingebrachten Vibrationen dann zu größeren Spannungsreduzierungen als in Messfeld 2. Dieses unterschiedliche Verhalten wird durch die Messverläufe in Bild 66 deutlich. Dabei werden die Spannungen auf den Ausgangswert vor der Herstellung der jeweiligen Säule bezogen und daher mit $\Delta\Delta\sigma$ bzw. $\Delta\Delta u$ bezeichnet.

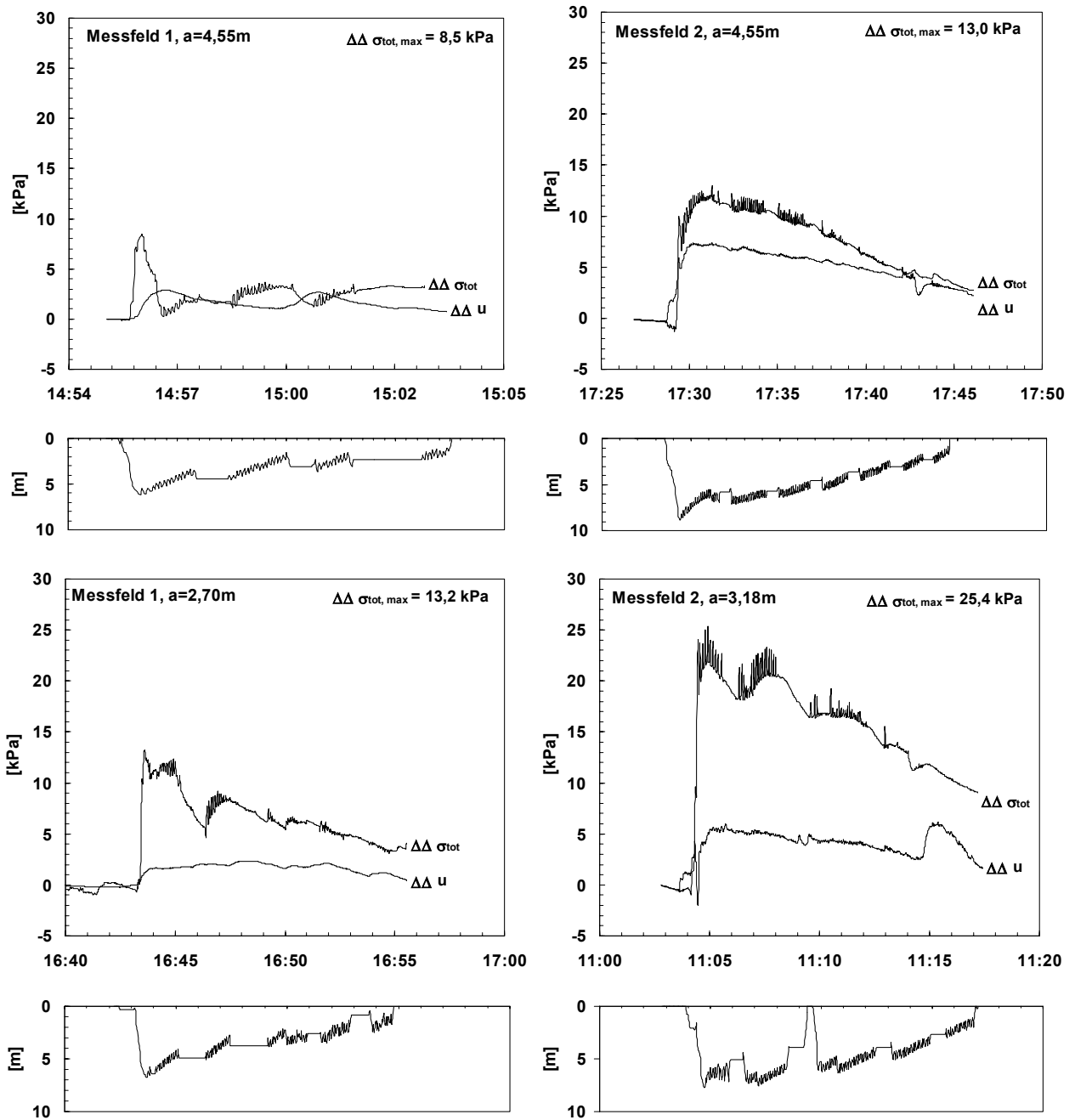


Bild 66: Vergleich der Messkurven in Messfeld 1 und Messfeld 2.

Der in Höhe der Messaufnahme anstehende schluffige Ton in Messfeld 1 zeigt offenbar eine größere Neigung zur Thixotropie als der feinsandige Schluff in Messfeld 2. Im Folgenden soll geprüft werden, ob die Ansätze von CUNZE (1985) auf die Spannungsänderungen im Untergrund während der Herstellung von Rüttelstopfsäulen nach dem trockenen Verfahren übertragbar sind.

Nach LUNNE, ROBERTSON und POWELL (1997) kann eine Abschätzung des Seitendruckverhältnisses aus der Beziehung:

$$k_0 = 0,1 \cdot \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (35)$$

erfolgen. Dabei sind:

- q_t Sondierspitzenwiderstand [kPa],
- $\sigma_{v,0}$ Totaler Überlagerungsdruck im Ausgangszustand [kPa],
- $\sigma'_{v,0}$ Effektiver Überlagerungsdruck im Ausgangszustand [kPa].

Damit ergeben sich die in Tabelle 12 gezeigten Seitendruckverhältnisse.

Tabelle 12: Seitendruckverhältnisse, aus in situ Messungen ermittelt.

	Messfeld 1	Messfeld 2
Einbautiefe t des Gebers [m]	4,5	7,5
Sondierspitzenwiderstand q_t in Tiefe t [kPa]	750	600
Totaler Überlagerungsdruck $\sigma_{v,0}$ [kPa]	84	139
Effektiver Überlagerungsdruck $\sigma'_{v,0}$ [kPa]	55	80
k_0 aus Drucksondierung [-]	0,91	0,57

Die undrainierten Elastizitätsmoduln und Scherfestigkeiten werden ebenfalls aus den in situ Messungen abgeschätzt. Der Elastizitätsmodul ergibt sich dabei aus den Pressiometerversuchen vor Beginn der Säulenherstellung. Auf der Grundlage numerischer Untersuchungen, die in Anhang C erläutert sind, wird der Elastizitätsmodul für die in Melle anstehenden Böden mit 85% des vor Ort ermittelten Ménard-Moduls abgeschätzt. Zur näherungsweisen Ermittlung der undrainierten Scherfestigkeit aus den Ergebnissen von Drucksondierungen geben LUNNE, ROBERTSON und POWELL (1997) folgenden Zusammenhang an:

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (36)$$

- Es gilt:
- c_u undrainierte Scherfestigkeit [kPa],
 - q_t Sondierspitzenwiderstand [kPa],
 - $\sigma_{v,0}$ Vertikale Totalspannungen im Ausgangszustand [kPa],
 - N_{kt} Empirischer Sondenfaktor [-].

Für die hier verwendete Sonde ist N_{kt} gleich 29 zu setzen.

Tabelle 13: Undrainierte Scherfestigkeit, abgeschätzt aus Drucksondierergebnis.

	Messfeld 1	Messfeld 2
Elastizitätsmodul E_u aus Ménard-Modul (Tabelle 14) [kPa]	670	1800
Undrainierte Scherfestigkeit c_u aus (36) [kPa]	22	15
$\Delta p'$ aus (31) [kPa]	54	39

In Bild 67 sind die mit den Gleichungen (28) bis (29) errechneten Porenwasserüberdrücke den gemessenen Maximalwerten des Porenwasserüberdruckes gegenübergestellt.

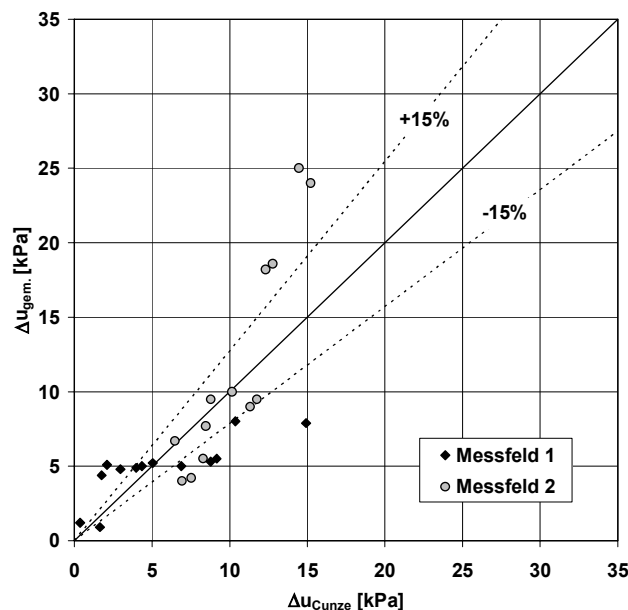


Bild 67: Vergleich der gemessenen und berechneten Porenwasserüberdrücke.

Es wird deutlich, dass bei der Anwendung der von CUNZE entwickelten Gleichungen die Porenwasserdrücke nur in grober Näherung abgeschätzt werden können. Eine genaue Übereinstimmung der Werte ist aufgrund der Vielzahl der Unsicherheiten einerseits beim Ansatz der Eingangsparameter für die Berechnungen und andererseits bei der eigentlichen Messwerterfassung nicht zu erwarten. Weiterhin ist zu beachten, dass sich die Porenwasserdrücke aus der aufeinander folgenden Herstellung mehrerer Säulen nicht addieren. Dies ist auf die veränderten Ausgangsbedingungen bei der sukzessiven Herstellung von Verdrängungskörpern im Untergrund zurückzuführen.

Ähnliche Ergebnisse wurden auch von MÜHLMANN (2000) bei der Messung von Porenwasserdrücken während der Herstellung von geokunststoffummantelten Sandsäulen in Klei erzielt. Dort zeigte sich, dass die nach CUNZE (1985) ermittelten Porenwasserüberdrücke zum Teil erheblich über den Messwerten liegen.

Spannungen im Boden während der Herstellung der gesamten Säulenfelder

In Bild 68 und Bild 69 wird der Verlauf der gemessenen Totalspannungszuwächse und Porenwasserüberdrücke infolge der Herstellung der Säulen in den Messfeldern 1 und 2 gezeigt. Dabei wurde nur die Herstellung der mittleren drei Reihen messtechnisch begleitet, so dass insgesamt je 15 Säulen überwacht wurden. Die Phasen der Säulenherstellung sind mit einem Stern markiert.

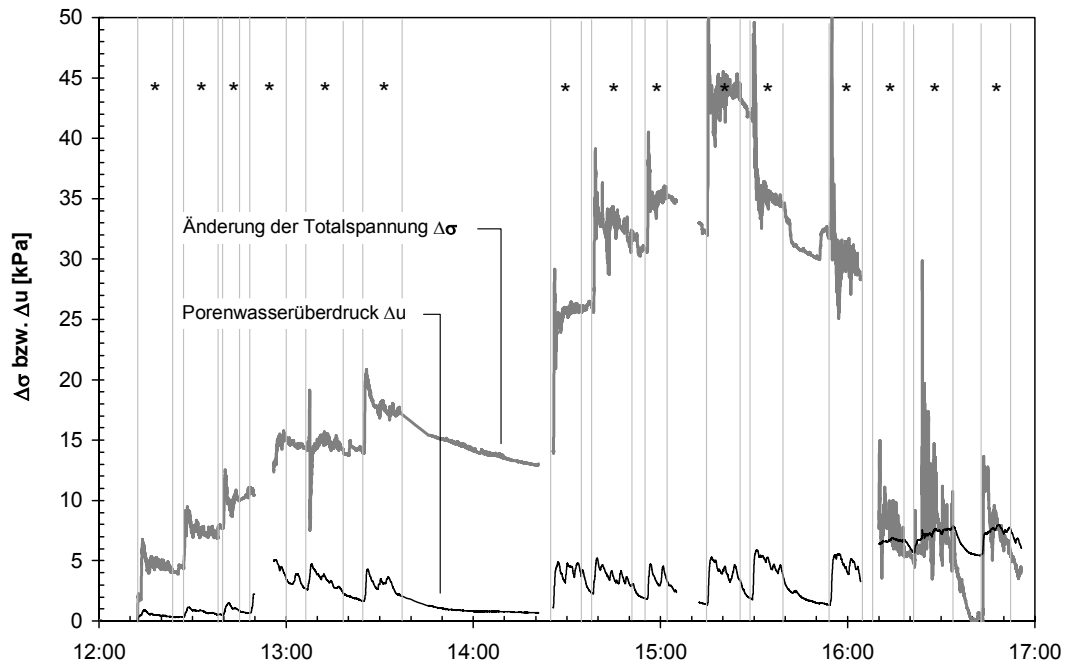


Bild 68: Porenwasserüberdruck und Totalspannungsänderungen im Messfeld 1.

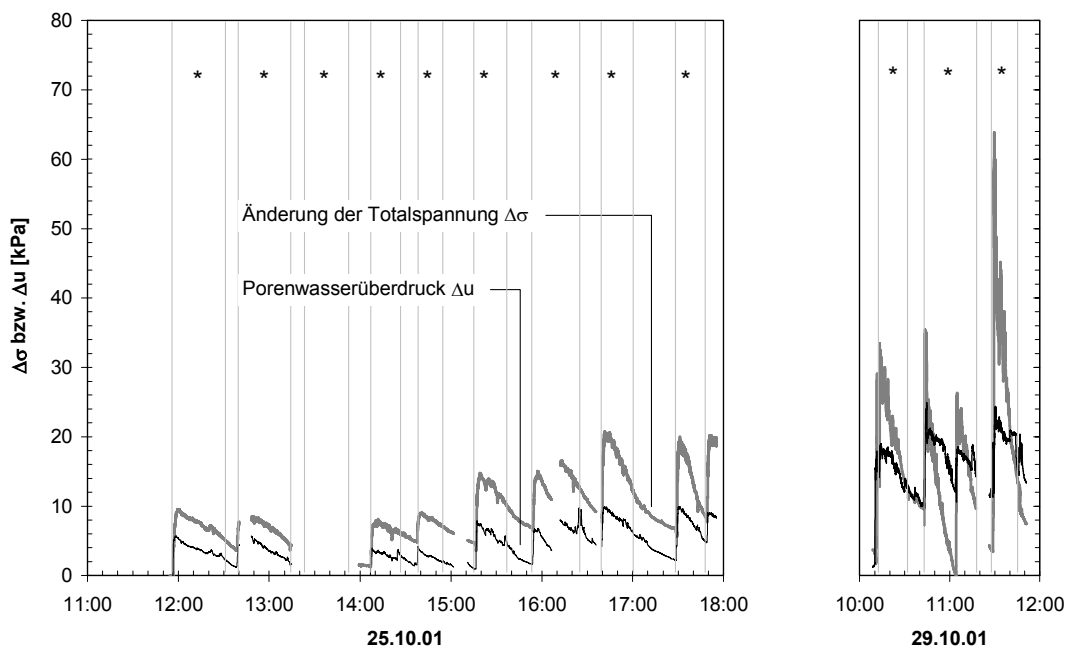


Bild 69: Porenwasserüberdruck und Totalspannungsänderungen im Messfeld 2.

Die Reihenfolge der Säulenherstellung wurde so festgelegt, dass sich der Abstand zum Aufnehmer sukzessive verringert. Im Messfeld 1 wird ein Zuwachs der Totalspannungen von maximal 50 kPa gemessen, während im Messfeld 2 der Maximalwert bei 64 kPa liegt. Im Messfeld 1 führt die Herstellung der letzten Säulen in einem Abstand von weniger als 3 m zum Aufnehmer zu einem schnellen Abfall der zuvor erzielten Verspannungseffekte. Im Messfeld 2 ist dieser Effekt nicht so deutlich zu erkennen. Dies geht einher mit dem beschriebenen Verhalten während der Herstellung einer einzelnen Säule. Der schluffige Ton, der im Messfeld 1 in Aufnehmertiefe ansteht, neigt stärker zu Festigkeitsverlusten bei mechanischer Gefügestörung als der feinsandige Schluff im Messfeld 2.

Zur Abschätzung der infolge der Herstellung erzielten Verspannungseffekte werden in Bild 70 die aus der Differenz zwischen Totalspannungsänderung und Porenwasserüberdruck errechneten effektiven Spannungszuwächse den jeweiligen Abständen zwischen Messort und Säulenchse gegenübergestellt. Um den Einfluss aus der unterschiedlichen Tiefenlage der Geber zu eliminieren, sind die Spannungen mit dem jeweiligen Überlagerungsdruck normiert, also als Seitendruckverhältnis k dargestellt. Die im Anschluss an die Säulenchherstellung vorherrschenden Spannungen werden in effektive Horizontalspannungszuwächse umgerechnet, indem von den gemessenen Totalspannungen die Ausgangsporenwasserdrücke abgezogen werden. Die so errechneten Horizontalspannungen führen zu einem gegenüber dem Ausgangsseitendruckverhältnis $k_{0,initial}$ erhöhten Seitendruckverhältnis $k_{gem.}$. Der Abstand zur Säulenchse wird mit dem Säulendurchmesser d_s normiert.

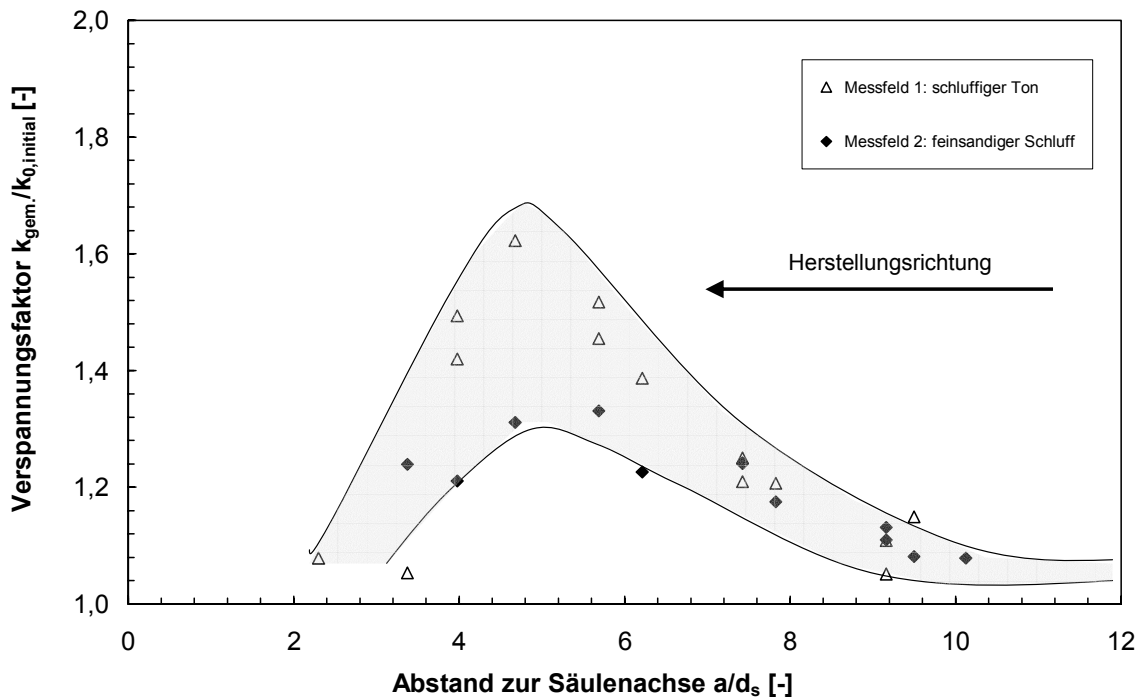


Bild 70: Verspannungsfaktoren in Abhängigkeit vom Abstand zur Säule (Schluff – $d_s = 0,8$ m).

Inwieweit die ermittelten Verspannungen langzeitstabil sind, wird im Folgenden noch untersucht werden. Es kann jedoch ein Zuwachs der Verspannung mit kleiner werdendem Abstand zum Ort der Säulenherstellung festgestellt werden. Dieser Zuwachs wird jedoch im Nahfeld der Säule reduziert, was durch die steigende dynamische Beanspruchung und damit verbundene Zustandsänderungen zu erklären ist.

Ergebnisse der Pressiometerversuche

Noch vor der Herstellung der ersten Säulen wurden Pressiometerversuche zur Bestimmung der Steifigkeit des anstehenden Materials durchgeführt. Dabei wurden für die in Sondenhöhe anstehenden Materialien die in Tabelle 14 angegebenen Ménard-Moduln ermittelt.

Tabelle 14: Ménard-Moduln vor Säulenherstellung.

	Messfeld 1	Messfeld 2
Ménard-Modul E_M [kPa]	810	2240
Tiefe der Messgeber unter GOK [m]	4,8	7,4
Boden	T,u	U,fs

Zur Überprüfung der oben angegebenen Korrelation zwischen Ménard-Modul und Steifemodul wurden im Rahmen dieser Arbeit umfangreiche numerische Simulationen durchgeführt. Die Modelle und die einzelnen Ergebnisse sind in Anhang C vorgestellt. Durch Simulation der zylindrischen Hohlraumauflagerung bei Berücksichtigung der entsprechenden Überlagerungsdrücke kann die Korrelation zwischen Ménardmodul E_M und Elastizitätsmodul E hergestellt werden:

$$\frac{E}{E_M} = 0,85. \quad (37)$$

Bei einer Querdehnzahl von $\nu=0,4$ ergibt sich für die Korrelation zwischen Ménard- und Steifemodul für die hier vorgestellten Messungen ein Verhältniswert α von:

$$\alpha = \frac{E_M}{E_S} = \frac{E_M}{E} \cdot \frac{1-\nu-2\nu^2}{1-\nu} = 0,55. \quad (38)$$

Tabelle F.1 in DIN 4094 Teil 5 gibt als Anhaltswert für das Verhältnis von Ménard- und Steifemodul im Schluff einen Wert von $\alpha = 0,5$ an.

Nach der Herstellung einer oder mehrerer Säulen wurden erneut Pressiometerversuche durchgeführt. Bild 71 zeigt die Entwicklung der Steifigkeit bezogen auf das Ausgangsniveau vor der Säulenherstellung.

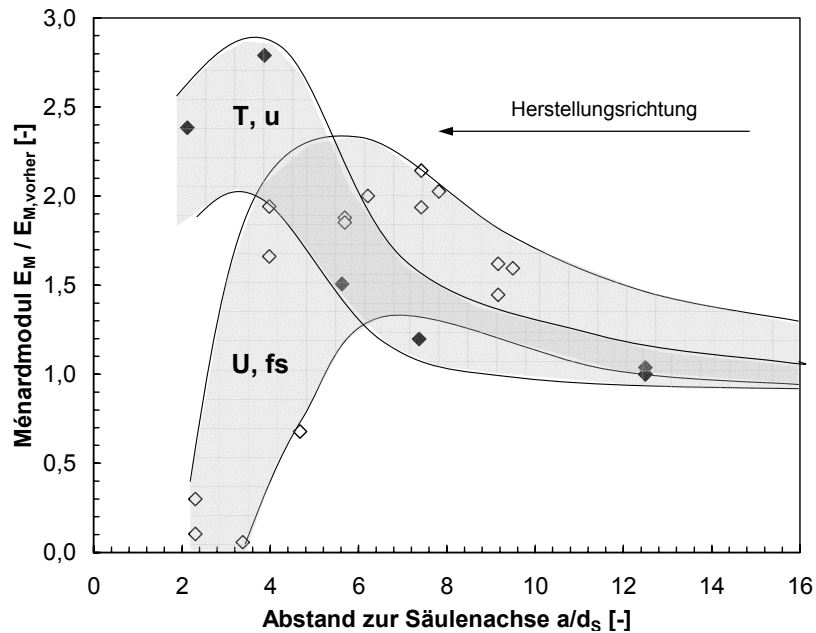


Bild 71: Steifigkeitsentwicklung infolge Säulenherstellung ($d_s = 0,8 \text{ m}$).

Die Herstellung der Schottersäulen führt zu einer Erhöhung der Steifigkeiten des anstehenden Bodens bis auf den doppelten Wert, wenn ihr Abstand kleiner als etwa das Zehnfache des Säulendurchmessers wird. Im direkten Nahfeld der Säulen führt die dynamische Einwirkung der Säulenherstellung bei Böden, wie dem hier anstehenden feinsandigen Schluff (U, fs), einhergehend mit den großen Porenwasserüberdrücken zu Gefügeveränderungen und einem entsprechendem Rückgang der Steifigkeit. Es ist jedoch davon auszugehen, dass die Rekonsolidierung zu einem Anwachsen auf mindestens den Wert der Ausgangssteifigkeit führt, was auch von ANTOINE et al. (2003) beobachtet wurde.

4.3.2 Probefeld B

Zur weiteren Untersuchung der Beeinflussung des umgebenden Untergrundes durch die Herstellung von Rüttelstopfsäulen wurde bei einem Bauvorhaben in Bremen/Arsten ein weiteres Probefeld erstellt, welches im Folgenden Probefeld B genannt wird.

4.3.2.1 Baugrund

Der Untergrund am Standort der Messungen besteht nach einer 0,2 m starken feinsandigen Deckschicht aus schluffigem Ton, der teilweise stark humos in weicher bis breiiger Konsistenz ansteht. Zusätzlich zu den Bohrungen durchgeführte Drucksondierungen zeigen das Vorhandensein einer tragfähigen Schicht ab ca. 4,5 m Tiefe unter GOK mit Sondierspitzendrücken von bis zu 16 MPa an. Das Grundwasser steht in einer Tiefe von 0,5 m unter GOK an.

Bild 72 zeigt die Kornverteilung einer durch die Aufschlussbohrung gewonnenen Probe aus einer Tiefe von 2,75 m.

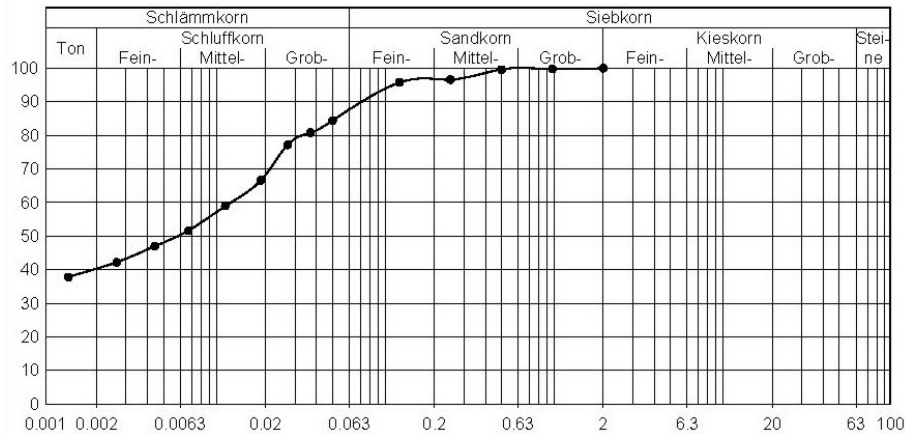


Bild 72: Kornverteilungsdiagramm nach kombinierter Sieb-Schlamm-Analyse.

Die im bodenmechanischen Labor ermittelten Kennwerte der Konsistenzgrenzen sind in Tabelle 15 angegeben. Die ermittelten Scherparameter sind in Tabelle 16 zusammengefasst.

Tabelle 15: Konsistenzgrenzen.

Parameter	Wert
nat. Wassergehalt w_n [-]	0,323
Fließgrenze w_L [-]	0,338
Ausrollgrenze w_P [-]	0,160
Plastizitätszahl I_P [-]	0,178
Plastizitätsgrad	leicht
Konsistenzzahl I_C [-]	0,084
Konsistenz	breiig
Aktivitätszahl [-]	0,615
Aktivität	inaktiv
Wasseraufnahme- vermögen w_b [-]	0,85

Tabelle 16: Bodenmechanische Parameter.

Parameter	Wert
Reibungswinkel φ' [°]	24
Kohäsion c' [kPa]	(10)

4.3.2.2 Geometrie

Die Entwicklung der Spannungen im Boden während der Herstellung von Rüttelstopfsäulen wurde bei einem eigens angelegten Probefeld aus Schottersäulen, welches sich innerhalb eines Rasters aus Fertigmörtelstopfsäulen befindet, überwacht. Die Herstellung der Säulen erfolgte nach einem vorher festgelegten Ablauf, bei dem zunächst die Säulen direkt am Messaufnehmer und danach die weiter entfernt liegenden hergestellt wurden. Bild 73 zeigt die Positionen der Säulen und ihre Herstellungsreihenfolge, wobei zunächst die alpha-numerisch und dann die numerisch bezeichneten Säulen erstellt wurden. Weiterhin wird die Lage der Aufnehmer sowie der entsprechenden Aufschlüsse und Drucksondierungen dargestellt. Die Säulen weisen einen Durchmesser von 80 cm und eine Länge von 4,8 m auf.

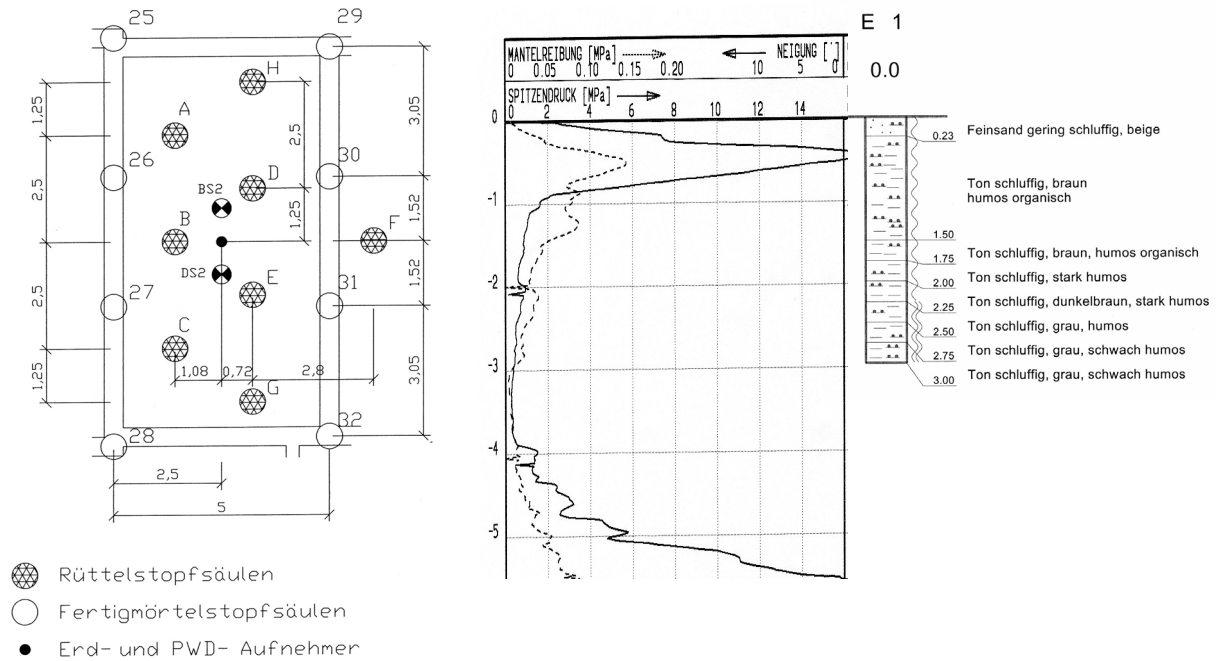


Bild 73: Lage der Säulen und Aufnehmer, Drucksondierung und Bohrprofil.

4.3.2.3 Messergebnisse

Der Einbau des kombinierten Erd- und Porenwasserdruckgebers erfolgte von der Sohle einer Bohrung durch Einpressen ca. 24 Stunden vor der eigentlichen Säulenherstellung. Bei Messbeginn am nächsten Morgen ergaben sich die in Tabelle 17 angegebenen Einbauwerte.

Tabelle 17: Einbauwerte des Erd- und Porenwasserdruckgebers.

Bohrung	1
Einbautiefe [m]	3,2
Totalspannung σ [kPa]	49,9
Porenwasserdruck u [kPa]	17,6
geloteter Wasserstand im Bohrloch [m über Geber]	1,8

Zur Abschätzung der infolge der Herstellung erzielten Verspannungseffekte werden in Bild 74 die aus der Differenz zwischen Totalspannungsänderung und Porenwasserüberdruck errechneten effektiven Spannungszuwächse den jeweiligen Abständen zwischen Messort und Säulenachse gegenübergestellt. Der gemessene k -Wert ergibt sich dann durch Division mit dem effektiven Überlagerungsdruck und wird zur Ermittlung des Verspannungsfaktors durch den initialen k_0 -Wert dividiert. Der Abstand vom Messgeber zur gerade hergestellten Säule wird mit dem Säulendurchmesser d_s normiert.

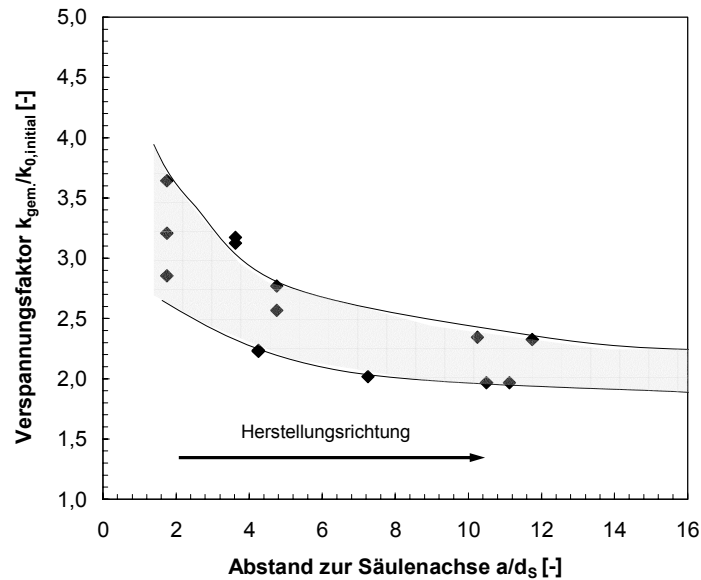


Bild 74: Verspannungsfaktoren in Abhängigkeit vom Abstand zur Säule (T,u breiig).

Die errechneten Horizontalspannungszuwächse liegen in der Größenordnung der im Messfeld 1 beim Probefeld A (schluffiger Ton) ermittelten Spannungszuwächse. Bei einem Vergleich der Diagramme in Bild 70 und Bild 74 ist die unterschiedliche Herstellungsreihenfolge zu beachten, die im Probefeld A zu einem Abfall der Spannungen infolge der Herstellung der Säulen in unmittelbarer Aufnehmernähe geführt hat.

Im Weiteren wird untersucht, inwieweit die erzielten Verspannungseffekte langzeitstabil sind. Nach Abschluss der Baumaßnahmen verblieben die Aufnehmer noch eine Woche im Untergrund. Tabelle 18 vergleicht die Messwerte nach einer Standzeit von $t = 7$ Tagen mit den Einbauwerten t_0 . Direkt im Anschluss an die Säulenherstellung hat der gemessene Porenwasserdruck Werte von bis zu 70 kPa angenommen. Nach einer Woche Standzeit ist der Porenwasserdruck auf 25,8 kPa zurückgegangen.

Tabelle 18: Messwerte zum Zeitpunkt $t=0$ und $t=7d$.

$\sigma_{\text{tot}, t=0}$	$\sigma_{\text{tot}, t=7d}$	$u_{t=0}$	$u_{t=7d}$	$\sigma_{\text{eff}, t=0}$	$\sigma_{\text{eff}, t=7d}$
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
40,9	40,8	17,6	25,8	23,3	15,0

Setzt man einen weiteren Abfall des Porenwasserdruckes auf das Ausgangsniveau voraus, so erreichen die Effektivspannungen mit ca. 23,2 kPa nahezu das Ausgangsniveau von 23,3 kPa. Es ist also davon auszugehen, dass in den hier angetroffenen weichen bis breiigen Tonen mit einem Wasseraufnahmevermögen von etwa 85% und damit einer nach GÜDEHUS und LEINENKUGEL (1974) großen Bedeutung viskoser Effekte die Spannungserhöhungen nicht langzeitstabil sind. Durch zeitabhängige Lastumlagerungen (Krieeffekte) entzieht sich der Ton der Horizontalspannungserhöhung, wenn nicht zusätzlich eine Vertikalspannungserhöhung für Gleichgewicht sorgt.

4.3.3 Zusammenfassung der Herstellungseinflüsse

Die Messungen der Spannungsentwicklung während und nach der Herstellung von Rüttelstopfsäulen mit dem Schleusenrüttler in Böden mit unterschiedlichem Feinkornanteil zeigen, dass eine erhebliche Spannungssteigerung insbesondere in unmittelbarer Umgebung während der Herstellung der Säulen stattfindet. Die großen Spannungsbeträge reduzieren sich jedoch innerhalb relativ kurzer Zeit. Bei weichem bis breiigem Ton kann keine dauerhafte Verspannung gemessen werden. Dies lässt sich auf die Eigenschaft des Materials zurückführen, sich einer aufgetragenen Belastung durch Kriechen zu entziehen. Die Verspannungseffekte im sandigen Schluff sind vom Betrag her geringer, aber aufgrund von Umlagerungseffekten als langzeitstabil zu betrachten.

Infolge der systembedingten Erschütterungen beim Herstellen der Säule werden im unmittelbaren Umfeld der Säulen die Verspannungseffekte wieder neutralisiert. In einigem Abstand zur Säulengruppe, wo die Erschütterungseinwirkung kleiner ist, können die Spannungserhöhungen im Untergrund erhalten bleiben. Als Grenzwert kann anhand der Messungen ein Abstand von etwa $4 \cdot d_s$ angegeben werden.

Es ist anschaulich, dass sich eventuelle Horizontalspannungssteigerungen im Boden, die durch die Herstellung der Rüttelstopfsäulen entstehen, positiv auf das Tragverhalten des Verbundsystems Säule-Boden auswirken. Daher kann für überwiegend feinkörnige Böden auf der sicheren Seite angenommen werden, dass keine zusätzliche Verspannung infolge der Säulenherstellung entsteht. In Böden mit einem signifikanten Anteil an sandiger Kornfraktion und geringer Neigung zu viskosen Effekten sind langzeitstabile Spannungserhöhungen jedoch wahrscheinlich und können bei Berechnungen zum Ansatz gebracht werden. Eine Einschätzung hinsichtlich der Dauerhaftigkeit von Spannungserhöhungen infolge der Herstellung von Rüttelstopfsäulen kann anhand der Neigung zu Kriecherscheinungen erfolgen. Einen Anhaltswert für diese Neigung kann beispielsweise das Wasseraufnahmevermögen liefern.

Die Herstellung von Rüttelstopfsäulen führt zu einer Erhöhung der Steifigkeit des umgebenden Bodens. Bei den hier vorgestellten Messungen wurden Steifigkeitserhöhungen bis zum Faktor 2,5 der Ausgangssteifigkeit in Abhängigkeit vom Abstand zum Ort der Säulenherstellung gemessen. Verflüssigungsgefährdete Böden erfahren durch die Herstellung der Säulen kurzzeitig einen völligen Steifigkeitsverlust im direkten Umfeld der Säulen. Die damit einhergehenden Gefügeveränderungen lassen jedoch auch hier eine der Rekonsolidierung folgende Steifigkeitserhöhung vermuten. Bei Berechnungen sollte die Steifigkeitserhöhung jedoch nur in einer Verbesserungszone angesetzt werden, die anhand der hier vorgenommenen Messungen in einem Abstand zwischen dem Vierfachen und dem Achtfachen des Säulendurchmessers von der Achse der äußersten Säulen einer Säulengruppe angesetzt werden kann.

4.4 Feldversuche zur Ermittlung des Gruppentragverhaltens

Im Sommer 2002 wurden instrumentierte Probelastungen zur Ermittlung des Gruppentragverhaltens von Baugrundverbesserungssäulen nach dem Rüttelstopfverfahren durchgeführt. Als Standort für die Probelastungen wurde die Region um Kuala Lumpur in Malaysia gewählt. Die dort anstehenden weichen Böden machen Baugrundverbesserungsmaßnahmen in großem Umfang erforderlich. Gleichzeitig stellt die wirtschaftlich aufstrebende Region in Südostasien erhebliche Anforderungen an eine leistungsfähige Infrastruktur. Diese ist dort jedoch nicht in ausreichendem Maße vorhanden, so dass weitreichende Baumaßnahmen durchgeführt werden, in deren Verlauf Baugrundverbesserungen nötig sind.

4.4.1 Probefeld C

Im Folgenden wird die Probelastung an einer Gruppe von fünf Rüttelstopfsäulen in Taman Desa, einem Stadtteil von Kuala Lumpur vorgestellt. Im Zuge der Erstellung eines Autobahndreiecks des New Pantai Highway ist dort die Errichtung von Straßendämmen vorgesehen. Die angetroffenen weichen Böden machen eine Baugrundverbesserung nach dem Rüttelstopfverfahren erforderlich. Zu Forschungszwecken konnte ein Teil des Geländes zur Durchführung der Langzeit-Probelastung genutzt werden.

Im Wesentlichen werden für die Baumaßnahme Rüttelstopfsäulen nach der *wet method* hergestellt. Um eine Vergleichbarkeit mit den Verhältnissen in Europa zu gewährleisten, werden die Säulen der Probelastung jedoch nach der *dry bottom feed method* mit einem Schleusenrüttler erstellt.

4.4.1.1 Baugrund

Der Baugrund in der Region um Kuala Lumpur ist geprägt von weichen fluviatilen Sedimentböden in den niedrigen Schwemmländern der Flüsse aus den zentralen Gebirgen der malaysischen Halbinsel. Diese sedimentären Ablagerungen sind geologisch jung, in der Regel jünger als 10000 Jahre, und können Schichtdicken bis zu 30 m erreichen. POULOS (2002) zeigt eine Karte des südostasiatischen Raumes, auf dem die Regionen markiert sind, deren Baugrund von diesen Sedimenten geprägt ist (vgl. Bild 75).

Im Zuge der Standortwahl für das Probefeld wurden umfangreiche Baugrunduntersuchungen vorgenommen. Insgesamt wurden im Baufeld des Taman Desa Interchange dreizehn Bohrungen abgeteuft und durchgängig mit Standart Penetration Tests beprobt. Zusätzlich wurden 23 Drucksondierungen durchgeführt, auf deren Grundlage der Standort für die Probelastung im Baufeld festgelegt wurde. Bild 76 zeigt eine Aufsicht auf das Baufeld mit den Positionen der Aufschlüsse und der Baustelleneinrichtung sowie der Lage des Probefeldes.

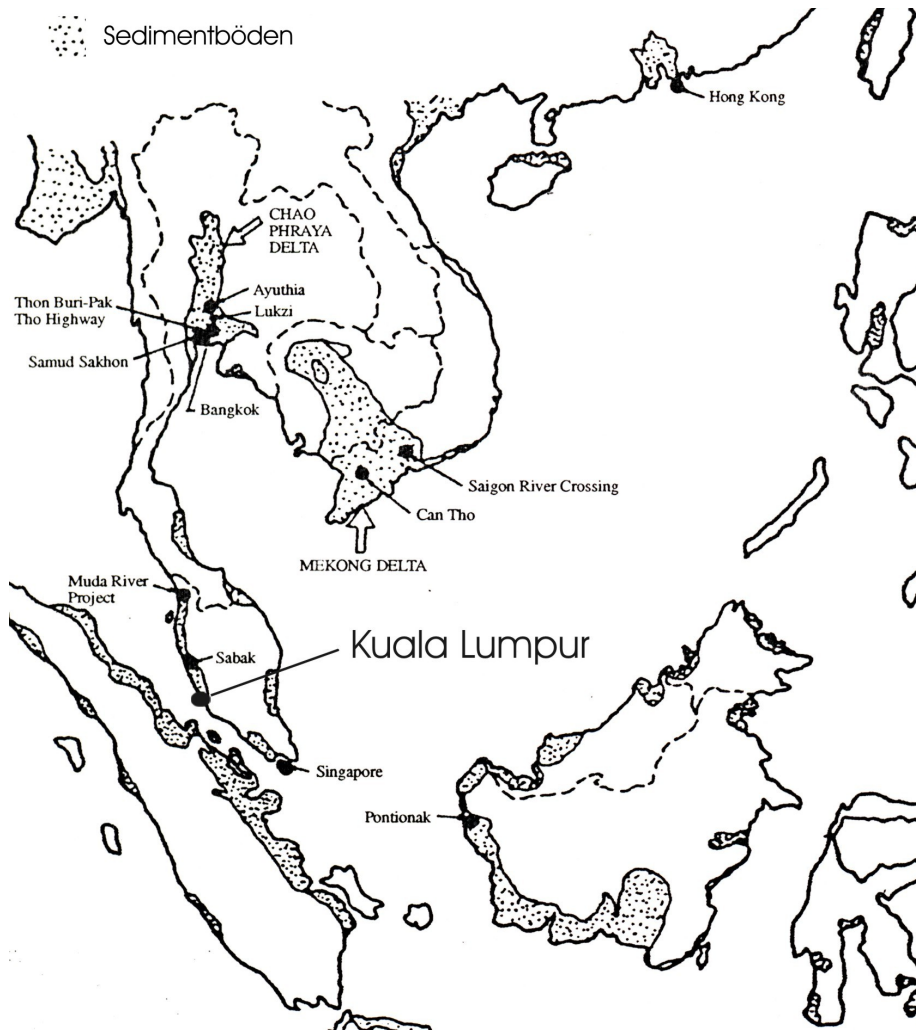


Bild 75: Fluviale Sedimentböden in Südostasien (aus POULOS (2002)).

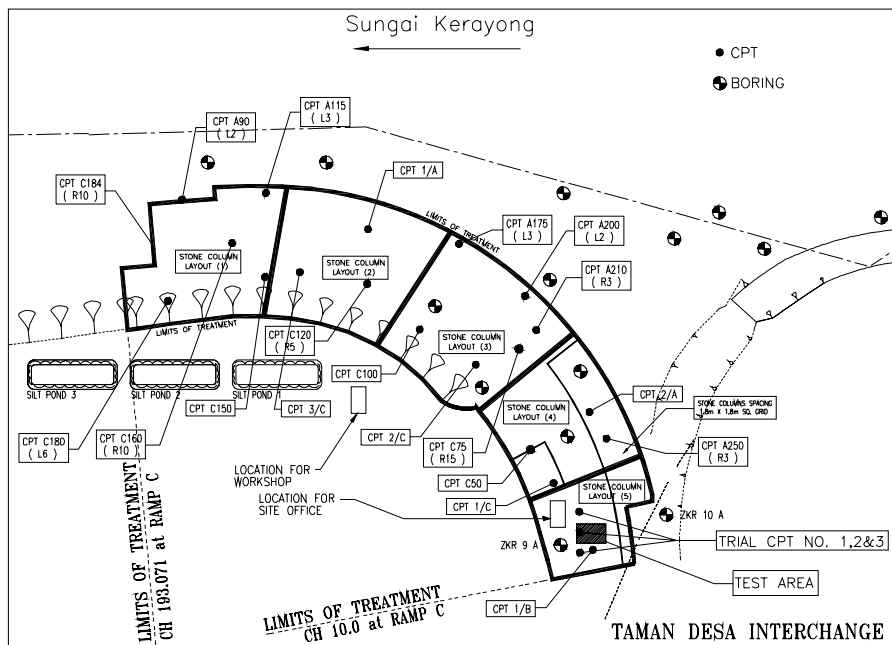


Bild 76: Aufsicht auf das Baufeld des Taman Desa Interchange.

Der erste Meter unterhalb der Geländeoberkante besteht aus sandigen Auffüllungen, denen am Standort der Probelastung weicher Ton bis in eine Tiefe von 12 m folgt. Darunter steht der tragfähige Baugrund aus sandigem Schluff an. In Bild 77 sind die Ergebnisse zweier Aufschlussbohrungen in unmittelbarer Nähe des Probefeldes und die zugehörigen Schlagzahlen N_{30} der Standard Penetration Tests gezeigt.

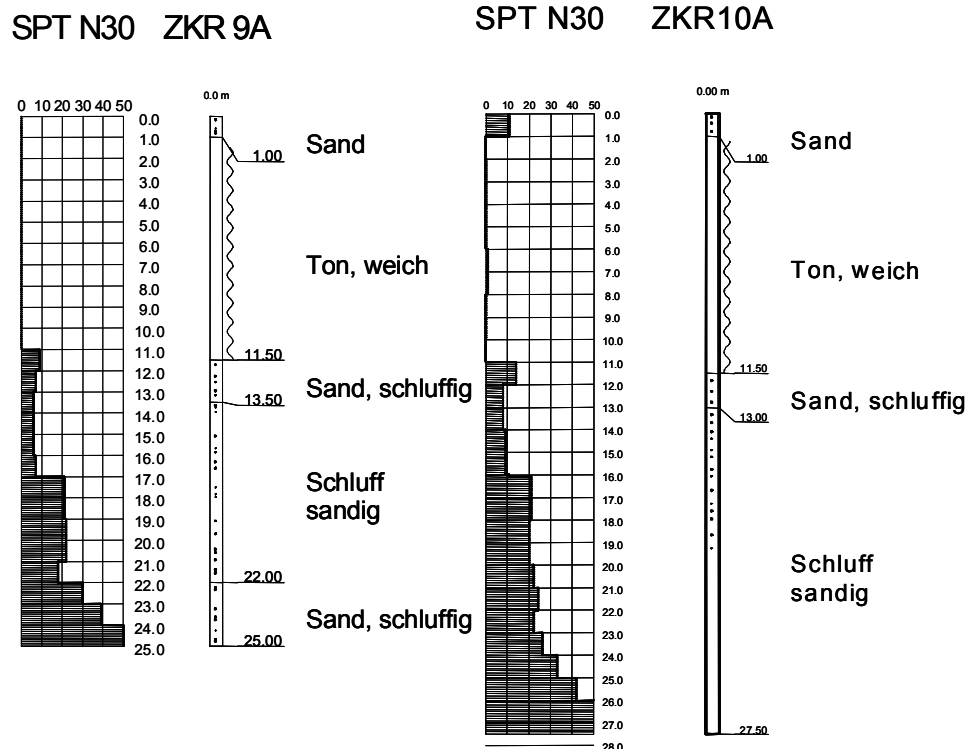


Bild 77: Bohrungen ZKR9A und ZKR10A mit SPT-Ergebnis.

In dem weichen Ton können keine Standard Penetration Tests durchgeführt werden. Zur Abschätzung der bodenmechanischen Eigenschaften werden deshalb die Ergebnisse der Drucksondierungen herangezogen. Bild 78 zeigt zwei Sondierprofile am Standort der Probelastung.

Zur Klassifikation des Tones aus dem Ergebnis der Drucksondierung kann das Diagramm von Robertson herangezogen werden. In Bild 79 ist das entsprechende Diagramm mit dem Wertebereich für die Drucksondierungen am Taman Desa Interchange gezeigt.

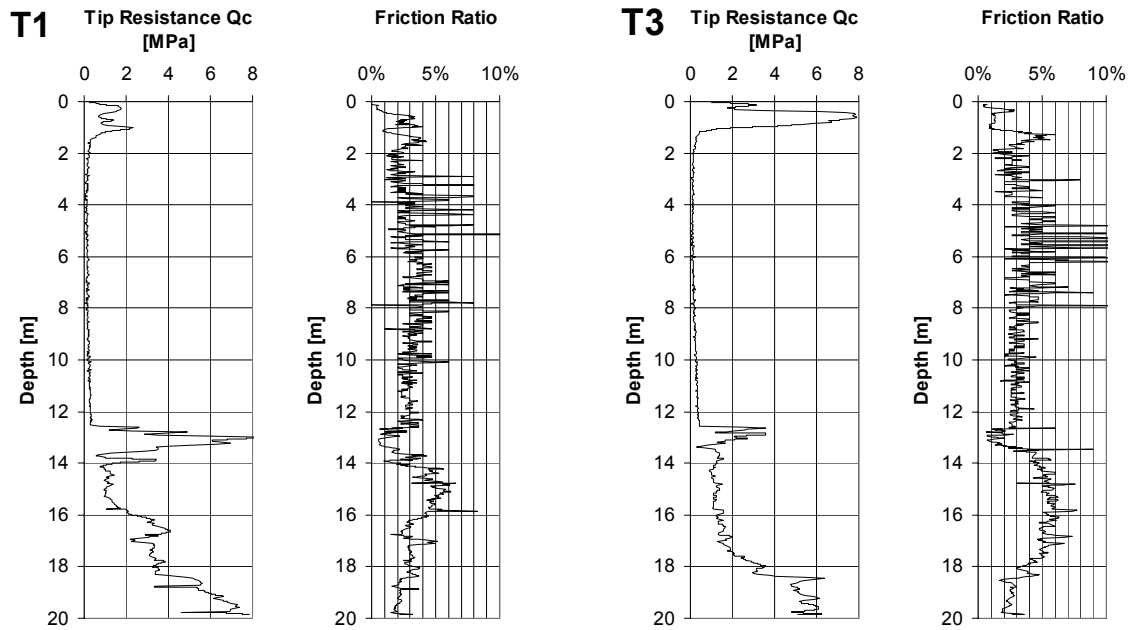


Bild 78: Drucksondierungen T1 und T3.

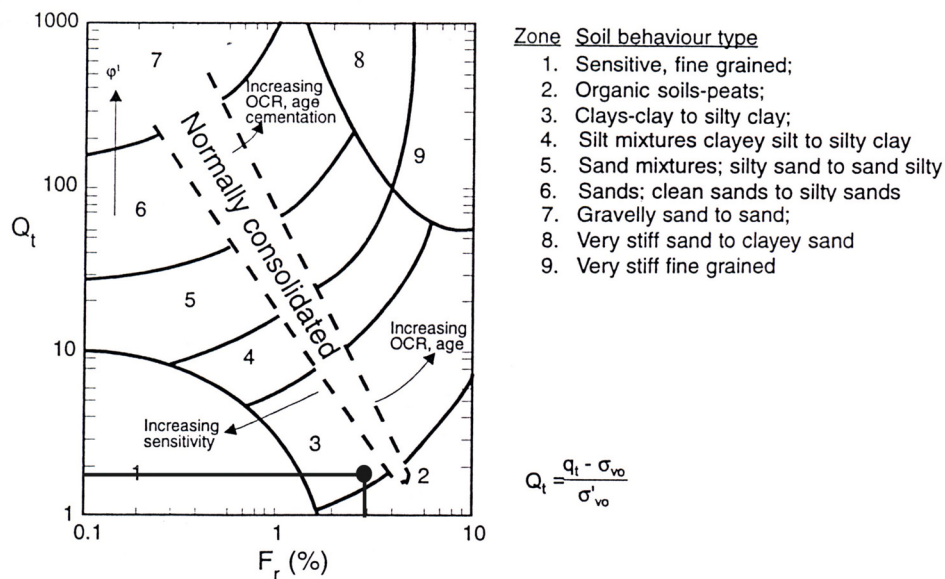


Bild 79: Bodenklassifizierung aus dem Drucksondierergebnis nach Robertson (zitiert aus LUNNE, ROBERTSON und POWELL (1997)).

Demnach kann der Boden als normalkonsolidierter Ton angesprochen werden. Zur weiteren Klassifikation des Bodens werden in einem Schurf am Teststandort ungestörte Proben entnommen und im bodenmechanischen Labor untersucht. Das Ergebnis der Schlämmanalyse ist in Bild 80 gezeigt, während Tabelle 19 die Ergebnisse der ton-mineralogischen Untersuchung zusammenfasst.

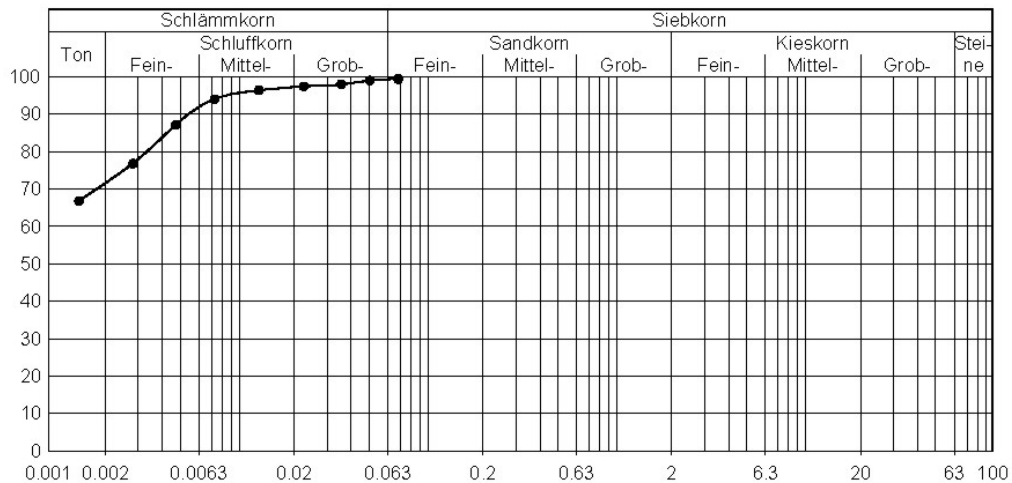


Bild 80: Kornverteilung.

Tabelle 19: Tonmineralogische Untersuchung.

	Ton-Fraktion	Schluff-Fraktion
Anteil Fraktion an Gesamtprobe [%]	63,1	35,9
Anteil Tonminerale an Fraktion [%]	96	75
Anteil Illit an Fraktion [%]	15	20
Anteil Kaolinit an Fraktion [%]	80	80
Anteil organischer Kohlenstoff an Fraktion [%]	1,5	-
Anteil Fe-Oxid-Hydroxid an Fraktion [%]	2,1	-
Anteil Karbonat an Fraktion [%]	<1	-

Die Bestimmung der bodenmechanischen Parameter ergibt die in Tabelle 20 zusammengefassten Konsistenzen.

Tabelle 20: Bodenmechanische Parameter.

Parameter	Wert
Natürlicher Wassergehalt w_n [-]	0,636
Wassergehalt an der Fließgrenze w_L [-]	0,73
Wassergehalt an der Ausrollgrenze w_P [-]	0,332
Plastizitätszahl I_P – Plastizität	0,398 – ausgeprägt
Konsistenzzahl I_C – Konsistenz	0,236 – breiig
Aktivitätszahl I_A – Aktivität	0,561 – inaktiv
Kalkgehalt [-]	0,023 – kalkarm
Glühverlust [-]	0,065 – humos
Wasseraufnahmevermögen w_b [-]	0,95

Bei dem angetroffenen Baugrund handelt es sich um einen schluffigen Ton, der zum überwiegenden Teil aus Kaolinit besteht. Die Bestimmung der Korndichte ergibt einen Wert von $\rho_s = 2,571 \text{ g/cm}^3$. Die Wichte wird mit $\gamma/\gamma' = 16/6 \text{ kN/m}^3$ bestimmt. Der Ton ist humos und weist eine ausgeprägte Plastizität auf. Das Wasseraufnahmevermögen von 95% weist auf eine Neigung zu Kriecherscheinungen hin.

Die Bestimmung der Scherparameter erfolgte in Triaxialversuchen. Ergänzend wurden von der Sohle des Schurfs in einer Tiefe von 2,2 m Handflügelsondierungen durchgeführt. Letztere ergeben im Mittel eine undrainierte Scherfestigkeit $c_{u,\text{Handflügelsonde}} = 12 \text{ kPa}$. Laborflügelsondierungen ergeben eine undrainierte Scherfestigkeit von $c_{u,\text{Laborflügelsonde}} = 15 \text{ kPa}$ und eine Sensitivität als Verhältnis von ungestörter zu gestörter Scherfestigkeit von $S_t = 2,54$. Die Durchführung von undrainierten, unkonsolidierten Triaxialversuchen ergibt eine undrainierte Scherfestigkeit von $c_{u,\text{Triax UU}} = 18 \text{ kPa}$. Letztere wird als der realistische Wert angesehen, da die Ergebnisse der Handflügelsonde stark streuen und die Laborflügelsonde aufgrund ihrer Abmessungen nur ein sehr kleines Probenvolumen erfasst.

Insgesamt wurden weitere drei CU und neun CD Triaxialversuche mit Vorschubgeschwindigkeiten von 0,001 mm/min und Erfassung der Volumenänderung zur Bestimmung der drainierten Scherfestigkeit durchgeführt. In Bild 81 sind die Ergebnisse zusammengefasst.

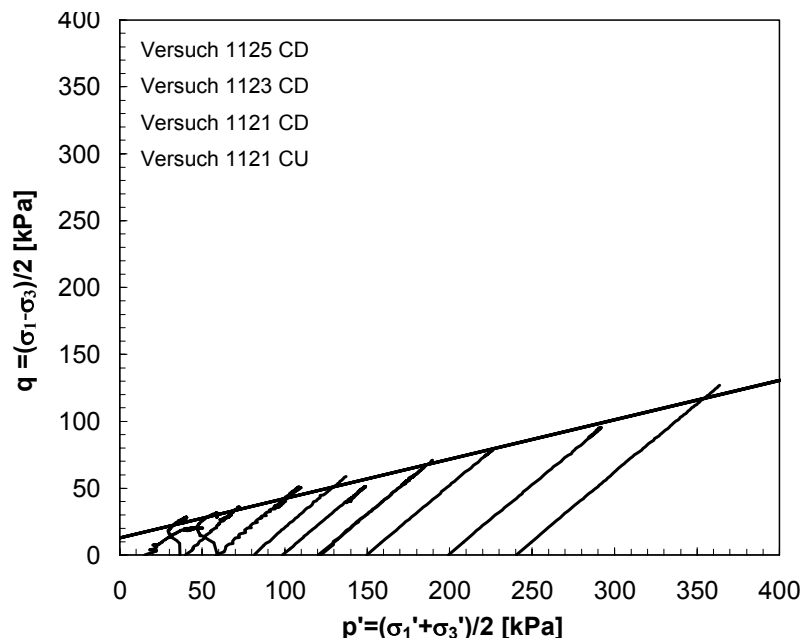


Bild 81: p' - q -Diagramm der Triaxialversuche.

Die Ergebnisse der einzelnen Teilversuche sind in Anhang B gezeigt. Der Dilatanzwinkel und die Querdehnzahl werden ebenfalls aus den Triaxialversuchen abgeschätzt, wobei aufgrund der Unsicherheiten bei ihrer Bestimmung aus dem Volumen des ausgepressten

Porenwassers auch auf Literaturangaben zurückgegriffen werden kann. In Tabelle 21 sind die Ergebnisse der Triaxialversuche zusammengefasst.

Tabelle 21: Bodenmechanische Parameter.

Parameter	Wert
Reibungswinkel φ' [°]	18
Kohäsion c' [kPa]	14
Dilatanzwinkel ψ [°]	4
Querdehnzahl ν [–]	0,4

Die Steifigkeiten werden zusätzlich zu den in situ Messungen anhand von Oedometerversuchen an ungestörten Proben im Labor ermittelt. Diese werden als Standardversuche durchgeführt, wobei Proben von 7,14 cm Durchmesser und 2,00 cm Höhe verwendet werden. Die Auswertungen sind in Anhang B enthalten. In Tabelle 22 sind die Ergebnisse zusammengefasst.

Tabelle 22: Ergebnisse der Oedometerversuche.

Parameter	Wert
E_{Oed} [MPa] ($\sigma=150$ kPa)	1,83
E_{Oed} [MPa] ($\sigma=300$ kPa)	2,64
E_{Oed} [MPa] ($\sigma=450$ kPa)	3,24
Kompressionsbeiwert C_c	0,454
p_0 [kPa]	55

Vor der Herstellung der Säulen wurden zwei Pressiometersonden (PM1 und PM2), drei Erddruckkissen (EPP:E, EBi:S1/1 und EBi:S1/2) und ein Porenwasserdruckaufnehmer (EPP:PWD) in den Untergrund eingebaut. Zunächst wurde ein Hohlraum durch das Einpressen und Wiedergewinnen eines zylindrischen Ersatzkörpers erzeugt. Danach wurden die Pressiometersonden bzw. die Erd- und Porenwasserdruckgeber von der Sohle des Hohlraumes eingepresst. Die Geber wurden so angeordnet, dass sie um die spätere Zentrumssäule in der Tiefe ihrer maximalen Ausbauchung bei Belastung die Spannungen und die Steifigkeiten im Boden messen. Die Einbauwerte der Erd- und Porenwasserdruckgeber sind in Tabelle 23 angegeben. Eine schematische Aufsicht auf das Säulenraster zeigt Bild 83. Tabelle 24 enthält die Ergebnisse der Pressiometerversuche vor der Herstellung der Säulen. Der Verhältniswert von Ménard- und Steifemodul für den anstehenden Baugrund ergibt sich zu (vgl. Anhang C):

$$\alpha = \frac{E_M}{E_s} = \frac{E_M}{E \cdot \frac{1-v}{1-v-2v^2}} = 0,67 . \quad (39)$$

Tabelle 23: Einbauwerte der Erd- und Porenwasserdruckgeber.

Geber	Einbautiefe unter GOK [m]	Druck [kPa]	Beschreibung
EPP:PWD	2,70	25,5	Porenwasserdruck
EPP:E	2,70	38,4	Totalspannung
EBi:S1/1	2,55	32,9	Totalspannung
EBi:S1/2	2,65	34,8	Totalspannung

Tabelle 24: Ergebnisse der Pressiometerversuche vor der Säulenherstellung.

Sonde	Datum/Uhrzeit	Einbautiefe unter GOK [m]	Ménard-Modul E_M [kPa]	Steifemodul E_s [kPa]
PM1	18.05./10:00	3,00	320	480
PM2	18.05./10:30	3,60	430	645

4.4.1.2 Geometrie

Zur Durchführung der Probelastung wurden fünf Rüttelstopfsäulen mit dem Schleusenrüttler erstellt. Die Materialzugabe und der Verstopfungsvorgang wurden so gesteuert, dass über die gesamte Länge ein Säulendurchmesser von 80 cm erzielt wurde. Die Säulen wurden bis in eine Tiefe von 9 m unter Geländeoberkante als schwimmende Säulen erstellt. Bild 82 zeigt die Herstellung der Säulen. Die Herstellprotokolle sind in Anhang D beigelegt.



Bild 82: Herstellung der Säulen mit dem Schleusenrüttler.

Die Säulen bilden in der Aufsicht ein Quadrat mit 2,2 m Seitenlänge von Säulenachse zu Säulenachse mit einer weiteren Säule im Zentrum. Um die Zentrumssäule herum sind die Instrumentierungen zur Ermittlung des Spannungszustandes und der Steifigkeit angeordnet (vgl. Bild 83). Die Geber befinden sich alle in einem radialen Abstand von 80 cm von der Mittelachse der Zentrumssäule entfernt. Dabei ist das biaxiale Erddruckkissen direkt zwischen den Säulen 2 und 3 so angeordnet, dass ein Geber (EBi: S1/2) die Spannungen in radialer Richtung von der Säulenachse und der andere (EBi: S1/1) in tangentialer Richtung erfasst. Die übrigen Geber (EPP, PM1 und PM2) befinden sich jeweils innerhalb der durch jeweils drei Säulen aufgespannten Dreiecke.

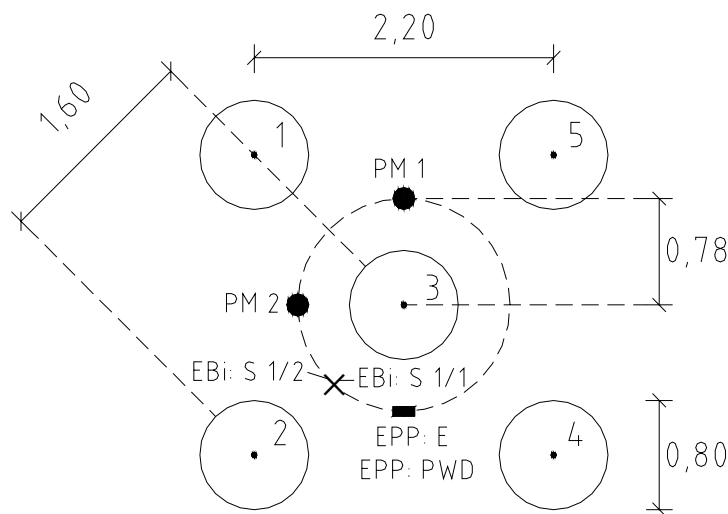


Bild 83: Aufsicht auf die Säulengruppe.

4.4.1.3 Herstellungsbegleitende Messungen

Während der Herstellung der fünf Säulen werden kontinuierlich die Erd- und Porenwasserdrücke aufgezeichnet. Weiterhin werden drei Tage nach Säulenherstellung erneut Pressiometersversuche zur Bestimmung der Steifigkeit vorgenommen. Dabei wird darauf geachtet, dass der Zelldruck nicht bis zum Erreichen des plastischen Grenzdruckes gesteigert wird. Vielmehr verbleibt die Arbeitslinie im quasi-elastischen Bereich, um die Störung des Bodens so gering wie möglich zu halten.

Die Erfassung der Erd- und Porenwasserdrücke während der Herstellung gibt Aufschluss über eventuelle Spannungserhöhungen im Untergrund infolge des Verdrängungsprozesses während der Säulenherstellung. Bild 84 zeigt die Erhöhung der Drücke an den vier Gebern gegenüber den Nullmessungen. Es wird deutlich, dass sich Porenwasserüberdrücke von etwa 37 kPa im Anschluss an die Herstellung der fünf Säulen aufgebaut haben. Die Horizontalspannungszuwächse sind während der Herstellung der Säulen 2 und 3, die den Spannungsaufnehmern am nächsten liegen, am größten.

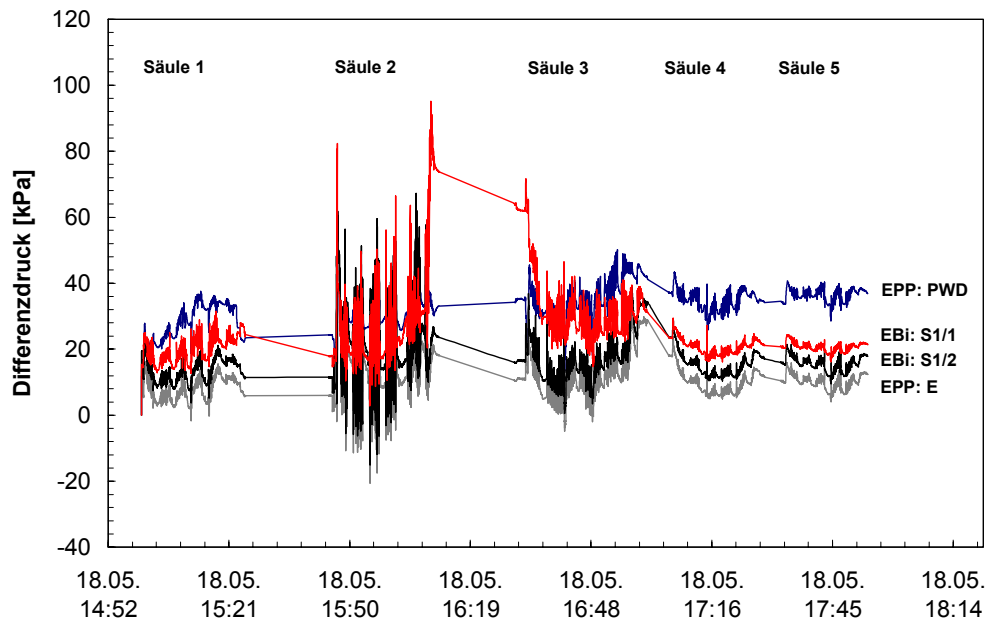


Bild 84: Differenzdrücke an den Erd- und Porenwasserdruckgebern.

Setzt man eine komplette Reduktion der Porenwasserüberdrücke voraus, so ergibt sich aus den Totalspannungserhöhungen im Anschluss an die Säulenherstellung die entsprechende Erhöhung der Effektivspannungen σ' . Die daraus ermittelten Verspannungsfaktoren sind in Bild 85 aufgetragen. Die Werte liegen im Bereich der bei Probefeld B in vergleichbarem Baugrund ermittelten Werte (vgl. Kapitel 4.3.2.3).

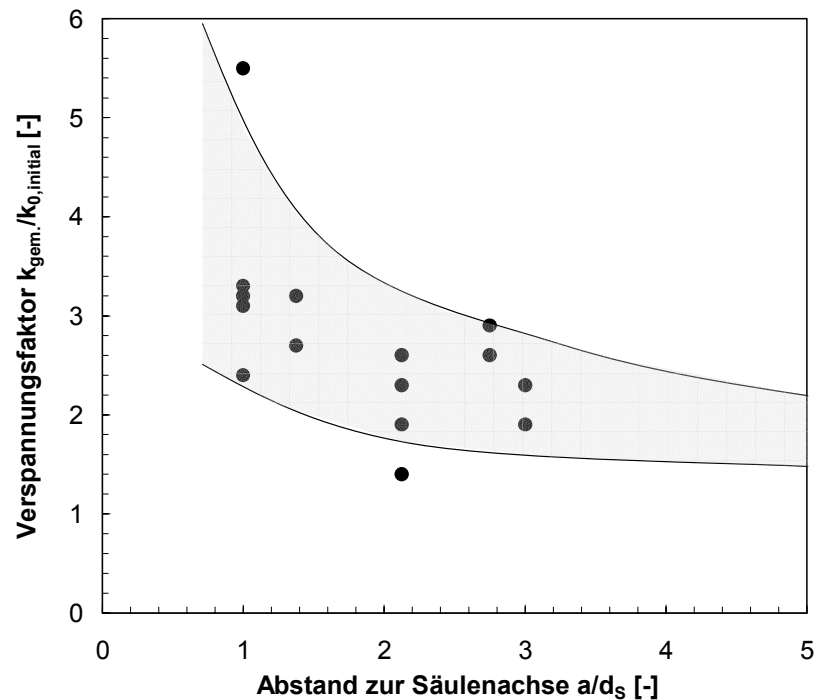


Bild 85: Verspannungsfaktoren in Abhängigkeit vom Abstand zur Säule (T,u - breiig).

Drei Tage nach Säulenherstellung wurden erneut Pressiometerversuche an den Sonden PM 1 und PM 2 durchgeführt, um eventuelle Steifigkeitserhöhungen infolge der Säulenherstellung zu erfassen. Tabelle 25 zeigt die ermittelten Ménard- und Steifemoduln.

Tabelle 25: Ergebnisse der Pressiometerversuche nach der Säulenherstellung.

Sonde	Datum/Uhrzeit	Einbautiefe unter GOK [m]	Ménard Modul E_M [kPa]	Steifemodul E_S [kPa]
PM1	23.05./09:45	3,00	480	720
PM2	23.05./10:30	3,60	540	810

Infolge der Säulenherstellung sind die Steifigkeiten um 50 % an PM 1 und um 25 % an PM 2 gestiegen. Als Ursache kommen einerseits Umlagerungen im Korngefüge, aber auch Wassergehaltsänderungen infolge der drainierenden Wirkung des Säulenmaterials in Frage.

4.4.1.4 Durchführung der instrumentierten Probelastung

Zur Instrumentierung der Kopfebene der Säulen werden die obersten 85 cm der Sandschicht abgetragen. Es folgt der Einbau von insgesamt zehn Erddruckkissen in eine 40 cm starke Ausgleichsschicht. Die Erddruckkissen werden dabei zentrisch oberhalb der Säulenköpfe bzw. oberhalb der Säulenzwischenräume gemäß Bild 86 positioniert. Danach wird die 3 m x 3 m x 0,6 m messende Fundamentplatte aufgebracht.

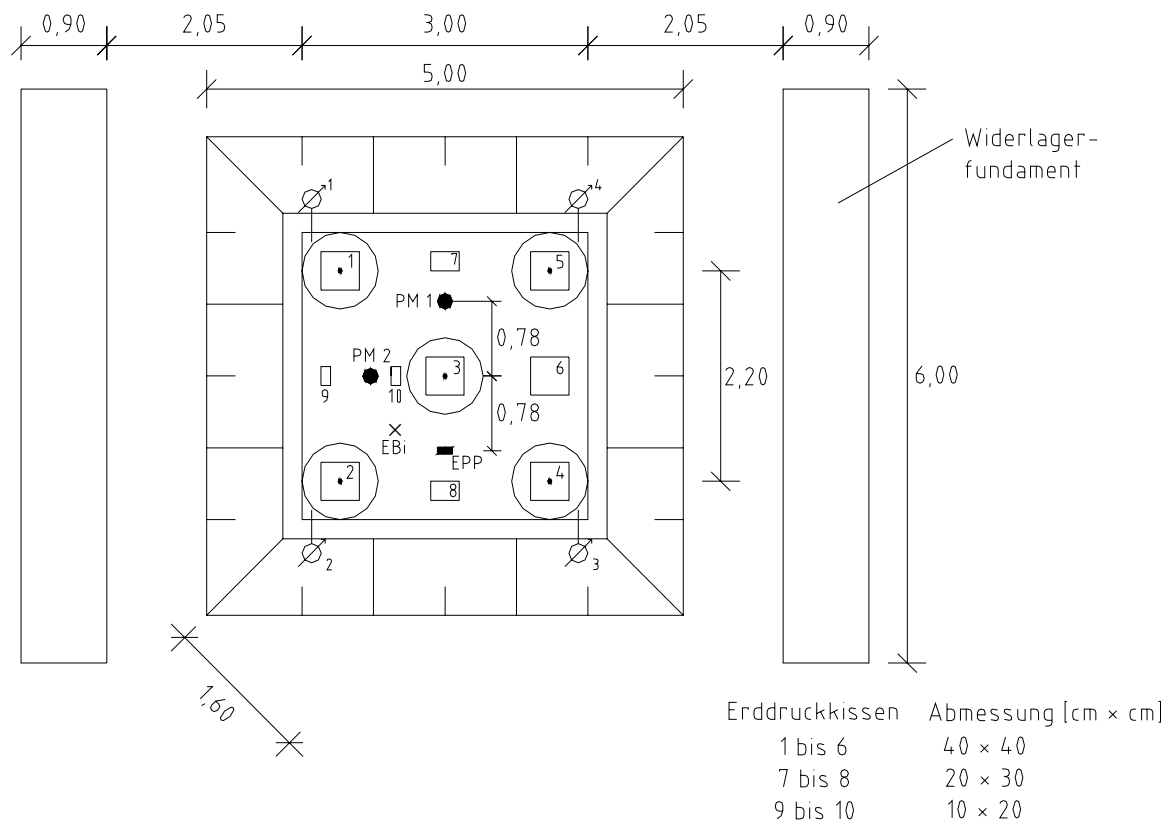


Bild 86: Probelastungseinrichtung – Aufsicht.

Zur Aufbringung der Belastung wurde eine Widerlagerkonstruktion errichtet. Diese bestand aus 105 Betonquadern, die insgesamt eine aktivierbare Last von 210 Tonnen darstellten. Zur Gründung der Widerlagerlast wurde aus weiteren 22 Quadern sowie Stahllängs- und Querträgern eine Lasttraverse errichtet. Das Gesamtgewicht der Konstruktion belief sich auf ca. 260 Tonnen. Bild 87 zeigt einen Schnitt durch die Konstruktion.

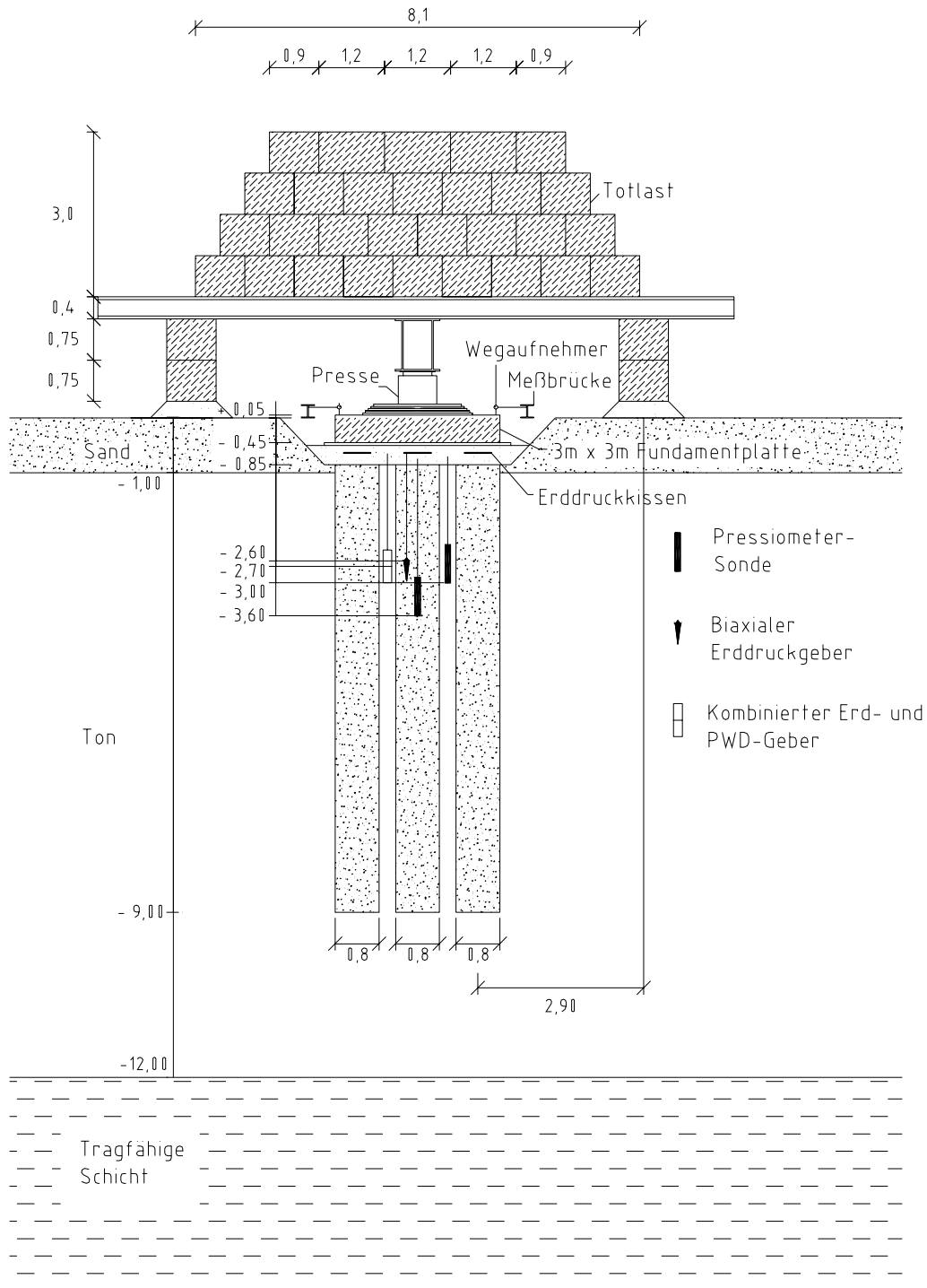


Bild 87: Probelastungseinrichtung – Schnitt.

An den vier Ecken der quadratischen Fundamentplatte wurden Wegaufnehmer angebracht, die über Referenzbalken außerhalb der eigentlichen Belastungseinrichtung gegründet wurden, um eine absolute Wegmessung zu ermöglichen. Zusätzlich wurden die vertikalen Verschiebungen durch ein unabhängiges Nivellement erfasst. Die Belastung erfolgte mit einer hydraulischen Presse, die über Stahlplatten die Last zentrisch in das Fundament einleitete (vgl. Bild 88).



Bild 88: Hydraulische Presse.

Abschließend wurde der gesamte Testaufbau in Planen gehüllt, um die Instrumentierung vor Witterungseinflüssen, insbesondere vor ungleichmäßiger Erwärmung durch direkte Sonneneinstrahlung zu schützen. Bild 89 zeigt ein Bild von der Situation vor Ort.



Bild 89: Versuchsaufbau.

Zur Durchführung des Lastregimes wurde ein Belastungsplan erstellt, der die einzelnen Laststufen festlegte. Insgesamt wurden zwei Be- und Entlastungszyklen mit einer Maximallast von 925 kN bzw. einer Flächenpressung von 103 kPa auf das Fundament aufgebracht. Das Eigengewicht der Fundamentplatte belief sich auf 14 Tonnen, was einer zusätzlichen Sohlspannung von 15 kPa entspricht. Die Last wurde in einzelnen Stufen aufgebracht, die bis zum Erreichen eines Kriechmaßes von 0,01 mm/min, mindestens jedoch über einen Zeitraum von drei Stunden, konstant gehalten wurden. Die Steigerung auf die nächste Laststufe erfolgte dann nach 24 Stunden. Auf diese Weise wurde gewährleistet, dass sich die zunächst entstehenden Porenwasserüberdrücke wieder abbauen können. Der Zeitraum der Messungen belief sich auf 14 Tage, die Probelastung selber erfolgte über einen Zeitraum von 10 Tagen.

Ergebnisse der Verschiebungsmessung

In Bild 90 sind die aufgebrachte Flächenpressung und die an den vier Gebern ermittelten Vertikalverschiebungen gezeigt. Der Mittelwert der Vertikalverschiebung erreicht einen Maximalwert von 13,4 cm bei einer Belastung von 118 kPa. Gleichzeitig ergibt sich ein maximaler Setzungsunterschied von 3,2 cm zwischen Wegaufnehmer 2 und Wegaufnehmer 4. Die Platte kippt also in den hohen Laststufen über die Diagonalachse.

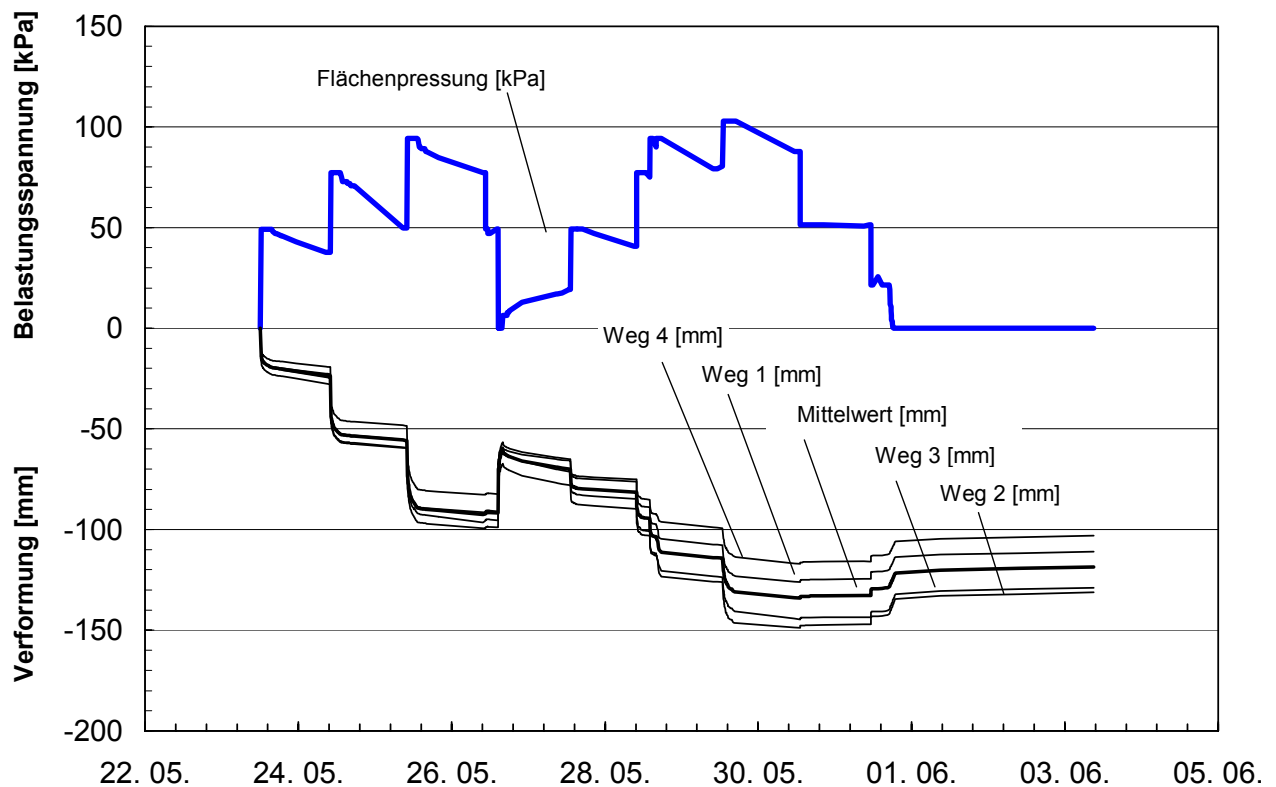


Bild 90: Last-Zeit und Weg-Zeit-Diagramm der Probelastung.

Mit der aufgebrachten Belastung und dem Mittelwert der Verschiebung kann ein Last-Verschiebungsdiagramm der Probelastung konstruiert werden (vgl. Bild 91). Dort ist zusätzlich eine mit dem Säulendurchmesser $d_s = 80$ cm und der undrainierten Scherfestigkeit des Bodens $c_u = 20$ kPa normierte Darstellung angegeben.

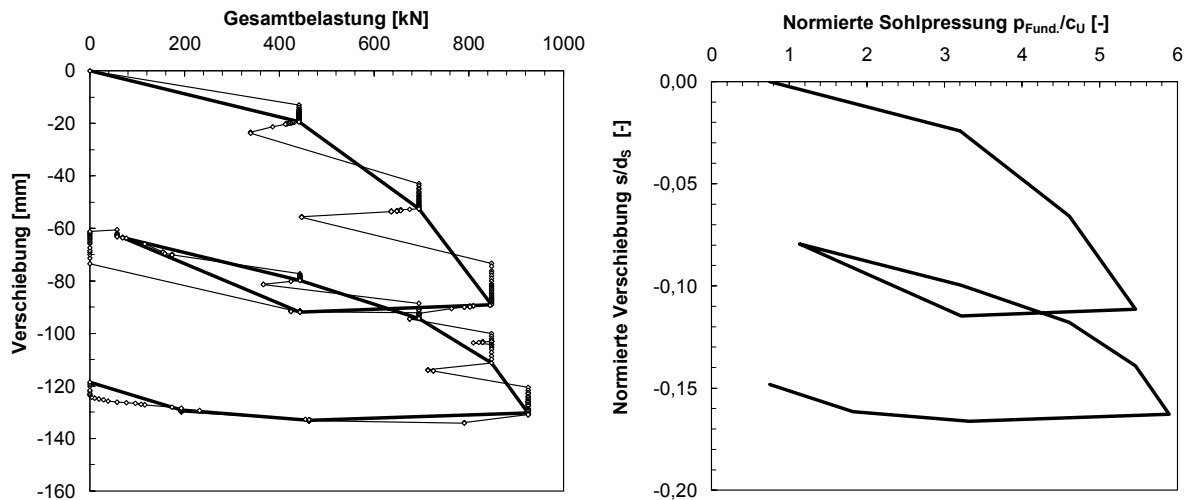


Bild 91: Last-Verschiebungsdiagramm.

Die Verschiebungsbeträge am Ende der jeweiligen Lastkonstanthaltungsphase ergeben die Arbeitslinie des Versuchs. Die bleibende Verschiebung von 11,8 cm und die Tatsache, dass der Wiederbelastungsast bei 850 kN wesentlich größere Setzungen als der Erstbelastungsast aufweist, lassen die Annahme zu, dass der Versuch die Bruchlast bei etwa 800 bis 900 kN erreicht hat.

Lastaufteilung

Während des gesamten Versuchs wurden zu diskreten Zeitpunkten die Spannungsbeträge der zehn Erddruckkissen ausgelesen. Das einmalige sequentielle Ansprechen aller zehn Geber mit dem automatischen Luftmengenregler über die Umschalteinheit und die digitale Messwerterfassung mit dem angeschlossenen DMD 20 benötigte etwa einen Zeitraum von 4 Minuten, so dass die Messwerte nicht genau gleichzeitig erfasst wurden. Zusätzlich führte die erhöhte Steifigkeit der Erddruckkissen trotz des sachgerechten Einbaus in eine verdichtete Sandschicht zu Spannungskonzentrationen. Im Mittel zeigte sich bei den hier durchgeführten Messungen, dass das Integral über die Spannungen zu rechnerischen Lasten führt, die oberhalb der eingeleiteten Belastung liegen. Aus diesem Grund werden die Messwerte nach Gleichung (40) gleichmäßig so korrigiert, dass der integrale Fehler über den gesamten Messzeitraum verschwindet.

$$X = \left[\frac{F - \sum_i p_i \cdot A_i}{F} \right] ; t = t_1, t_2, t_3, \dots, \quad (40)$$

$$\mu_X \approx 0$$

wobei

X	Vektor der Abweichung vom Gewicht über alle Zeitpunkte t,
F	Eingeleitete Belastung [kN],
p_i	Gemessener Erddruck am i-ten Geber [kPa],
A_i	Zugeordnete Fläche [m ²],
μ_X	Mittelwert aus X [-].

Bild 92 zeigt die relativen Abweichungen der Messwerte von den eingeleiteten Belastungen. Vor der Korrektur zeigen sich Abweichungen von im Mittel etwa 6,5 % über der eingeleiteten Belastung. Mit der Korrektur ergeben sich die Messwerte wie in Bild 93 gezeigt. Die Messwerte beginnen nicht bei Null, da bereits die Belastung aus dem Eigengewicht der Fundamentplatte wirkt.

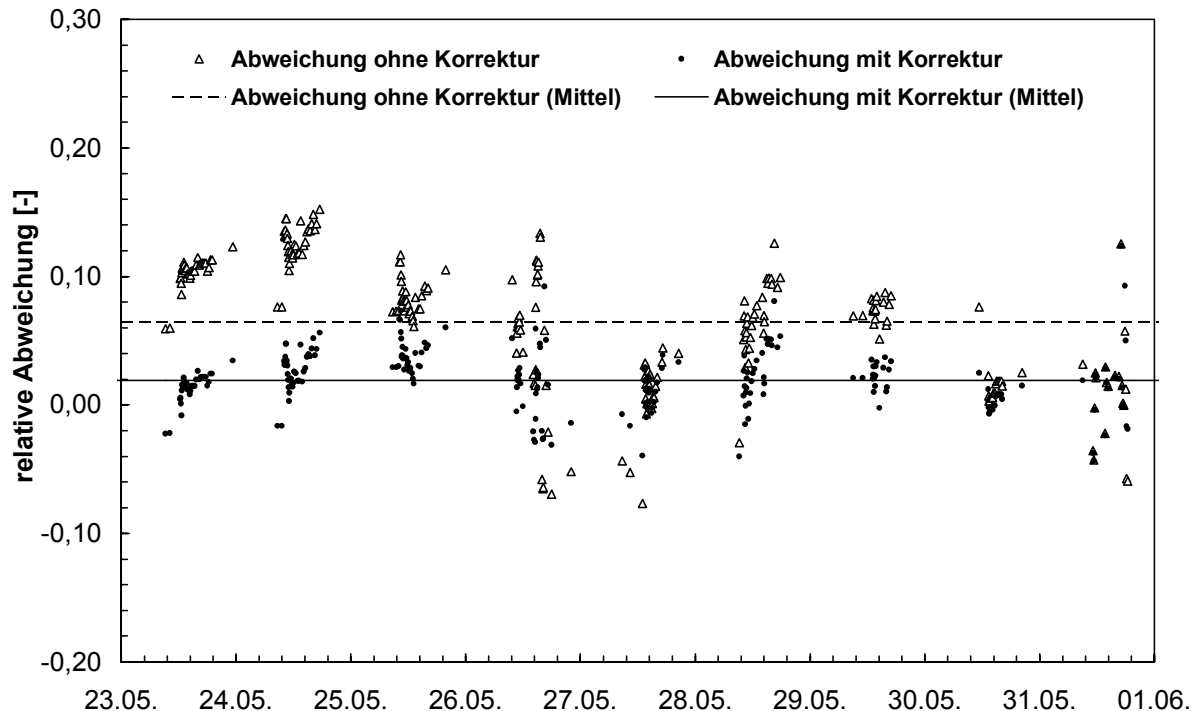


Bild 92: Abweichung vom theoretischen Gleichgewicht.

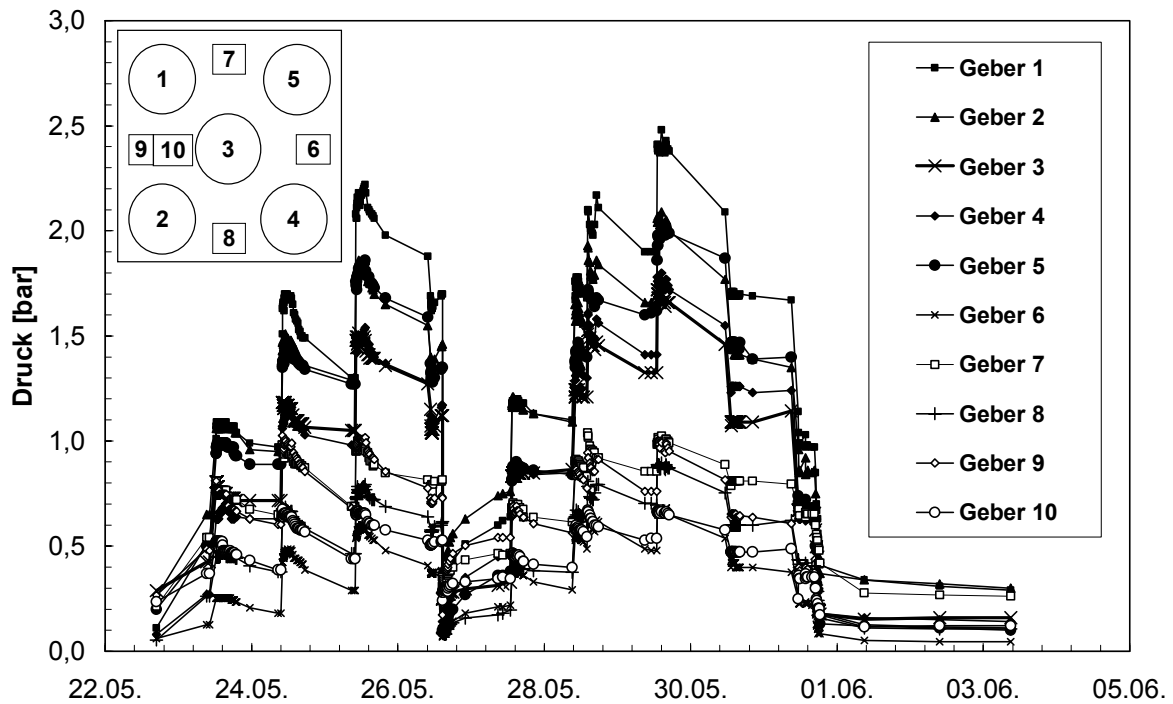


Bild 93: Messwerte der Sohlspannungsgeber.

Die Messwerte aus den einzelnen Phasen der Lastkonstanthaltung variieren kaum. Zur Verdeutlichung werden sie in Bild 94 ins Verhältnis zu der aufgetragenen Belastung, also der Summe aus Pressenkraft und Eigengewicht der Fundamentplatte, gesetzt.

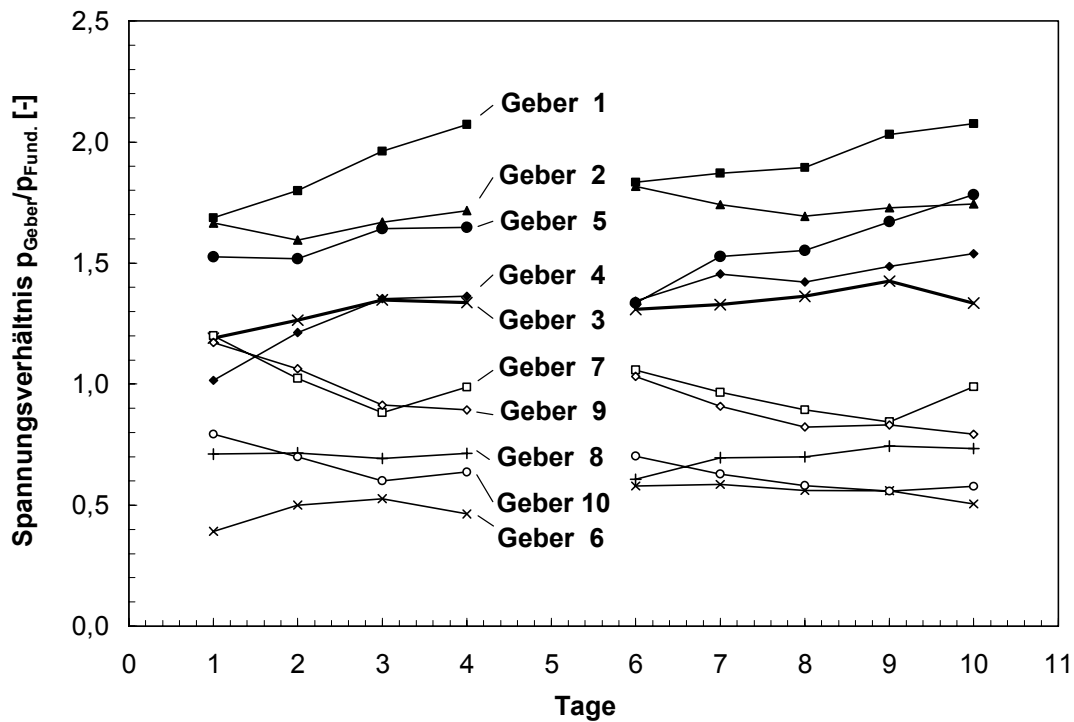


Bild 94: Verhältnis Messwert zur aufgetragenen Belastung.

Zur Veranschaulichung sind in den folgenden Abbildungen die gemessenen Spannungen in der Ebene der Messaufnahme visualisiert.

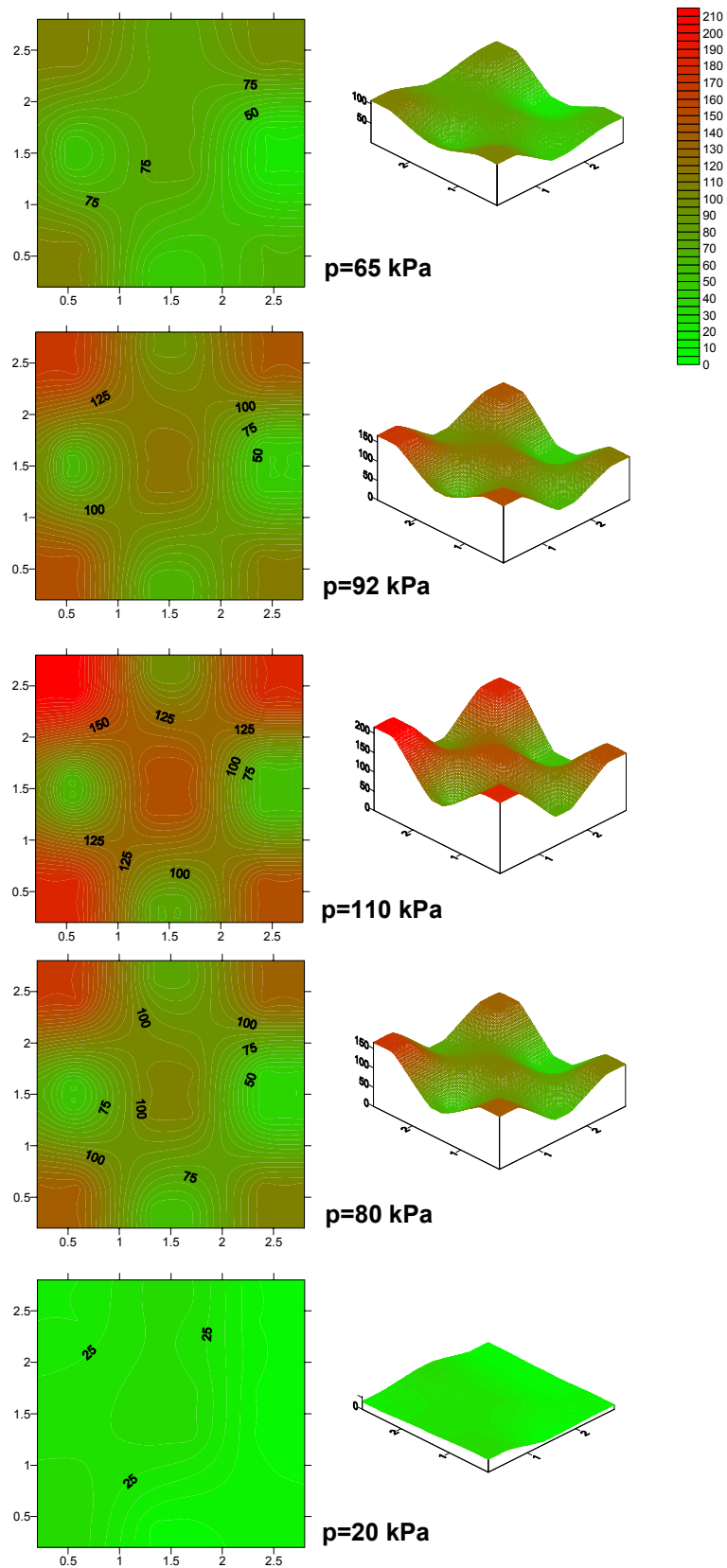


Bild 95: Vertikalspannungsverteilung in der Ebene der Druckkissen.

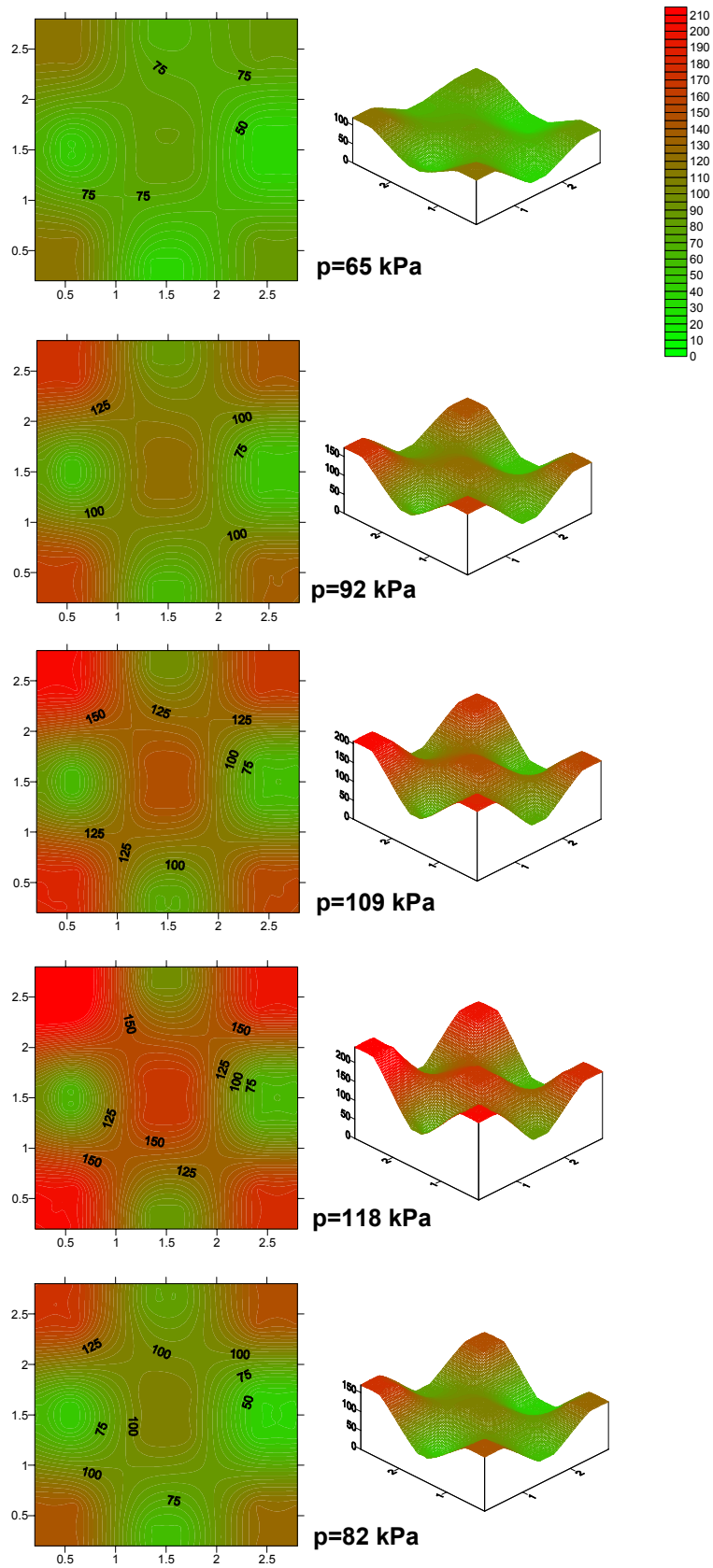


Bild 96: Vertikalspannungsverteilung in der Ebene der Druckkissen.

Die Unterschiede der Messwerte oberhalb der vier Ecksäulen und der Messgeber an den verschiedenen Stellen oberhalb des Bodens sind in der Schiefstellung des Fundamentes begründet. Zur Verdeutlichung werden in Bild 97 die Werte oberhalb der Ecksäulen und oberhalb des Bodens gemittelt.

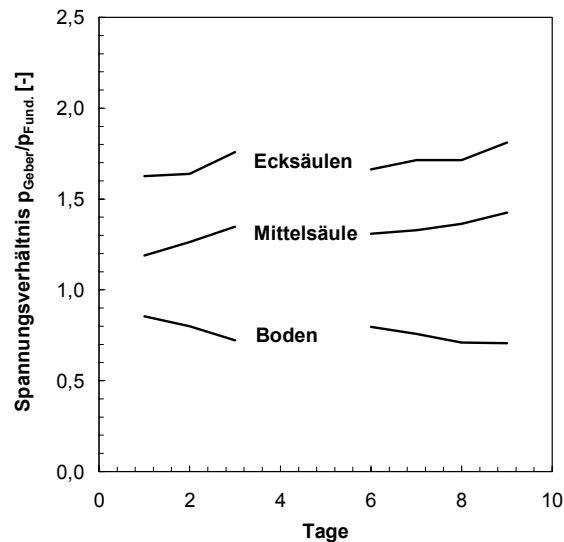


Bild 97: Verhältnis Messwert zur aufgetragten Belastung – Mittelwerte.

Es zeigt sich, dass das Spannungsverhältnis lastabhängig ist. Zur Verdeutlichung ist in Bild 98 das Spannungsverhältnis über die mit der undrainierten Scherfestigkeit des Bodens normierte Vertikalbelastung der Fundamentplatte aufgetragen. Zusätzlich ist der Spannungskonzentrationsfaktor n als Quotient aus den Spannungen auf den Säulen und den Spannungen auf dem Boden gezeigt. Mit zunehmender Belastung nimmt der Lastanteil der Schottersäulen zu. Die Entlastung nach einer Erstbelastung führt zu einer erhöhten Lastkonzentration bei einer neuerlichen Wiederbelastung.

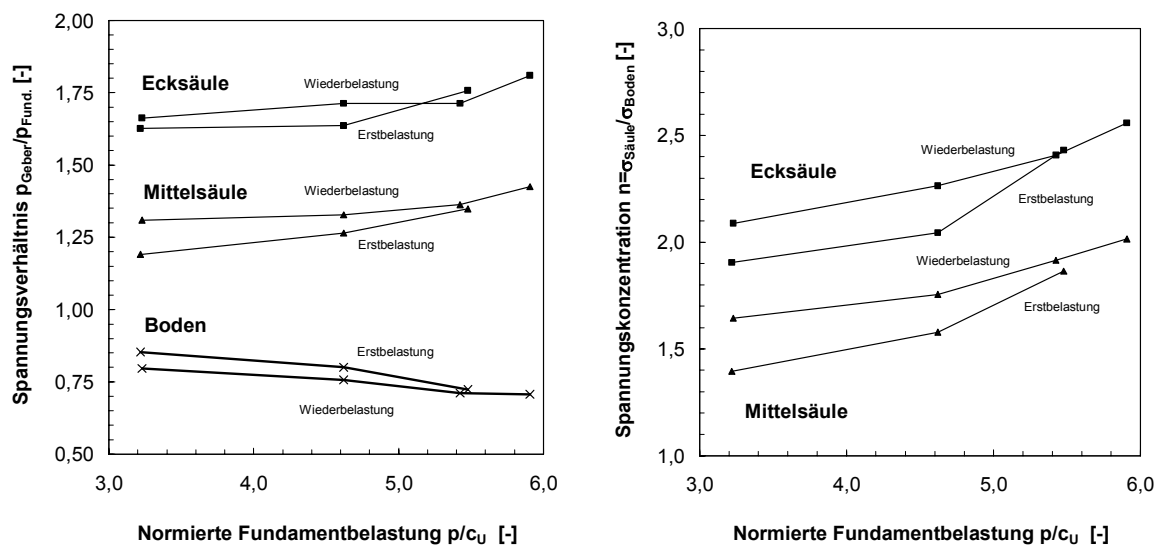


Bild 98: Verhältnis Messwert zur aufgetragten Belastung und Spannungskonzentration n .

Die gemessenen Spannungskonzentrationen von maximal $n = 2,0$ für die Mittelsäule und $n = 2,5$ für die Ecksäulen liegen an der Untergrenze des Erfahrungsbereiches aus der Literaturstudie. Infolge des Gebereinbaus in eine ausgleichende Sandschicht liegen alle Messaufnehmer ca. 15 cm oberhalb der Säulenköpfe innerhalb der Ausgleichsschicht. In dieser Ausgleichsschicht finden erhebliche Lastumlagerungsprozesse statt, so dass davon auszugehen ist, dass die Lastkonzentration direkt auf den Säulenköpfen höher ist. Dort ist jedoch der sachgerechte Einbau der Messgeber nicht möglich. Die in Kapitel 5.2.4.3 vorgestellten Untersuchungen bestätigen die Lastumlagerungen in der Ausgleichsschicht und zeigen, dass für die Spannungskonzentration in Höhe der Säulenköpfe Werte von $n = 4$ bis $n = 5$ angesetzt werden können.

Spannungen im Untergrund

Die drei Erddruckkissen und der Porenwasserdruckaufnehmer befanden sich in einer Tiefe von $2,5 \cdot d_s$ unterhalb der Säulenköpfe und damit in dem Bereich, in dem das maximale Ausbauchen zu erwarten ist.

Der Aufbau der Probelastungseinrichtung führt durch die Belastung der seitlichen Streifenfundamente bereits zu einer Erhöhung der Spannungen im Untergrund. Dies ist insbesondere bei späteren Vergleichen der Probelastungsergebnisse mit analytischen und numerischen Berechnungen von Bedeutung. Bild 99 oben zeigt die Erhöhung des Ausgangsspannungszustandes infolge des Probelastungsaufbaus sowie den gesamten Verlauf der Spannungen an den vier Messgebern EPP:PWD, EPP:E, EBi:S1/1 und EBi:S1/2. Dabei sind die Phasen:

- A Aufbau der Probelastungseinrichtung,
- B Erstbelastung durch Umlagerung der Last vom Widerlager auf die Fundamentplatte,
- C Entlastung durch Umlagern der Last vom Fundament auf das Widerlager,
- D Wiederbelastung durch Umlagerung der Last vom Widerlager auf die Fundamentplatte und
- E Entlastung durch Umlagerung und nachlaufenden Abbau der Belastung zu unterscheiden.

Die Belastung der Fundamentplatte führt zu einer Spannungskonzentration im Säulenmaterial. Ein Teil der Last wird jedoch dennoch direkt in den Boden eingeleitet. Die Erhöhungen der Horizontalspannungen, die an den Messgebern aufgezeichnet werden, sind also einerseits durch die Belastung des Bodens und andererseits durch das Ausbauchen der Säulen infolge ihrer erhöhten Beanspruchung bedingt. Bild 99 unten zeigt den Verlauf der effektiven Horizontalspannungszuwächse an den Messgebern S1/1 und S1/2. Der biaxiale Geber befindet sich in der Mitte zwischen den Säulen 2 und 3, wobei S1/2 die Spannungen längs der Achse aufzeichnet, die von den Säulenmittelpunkten gebildet wird, und S1/1 die Spannungen senkrecht dazu.

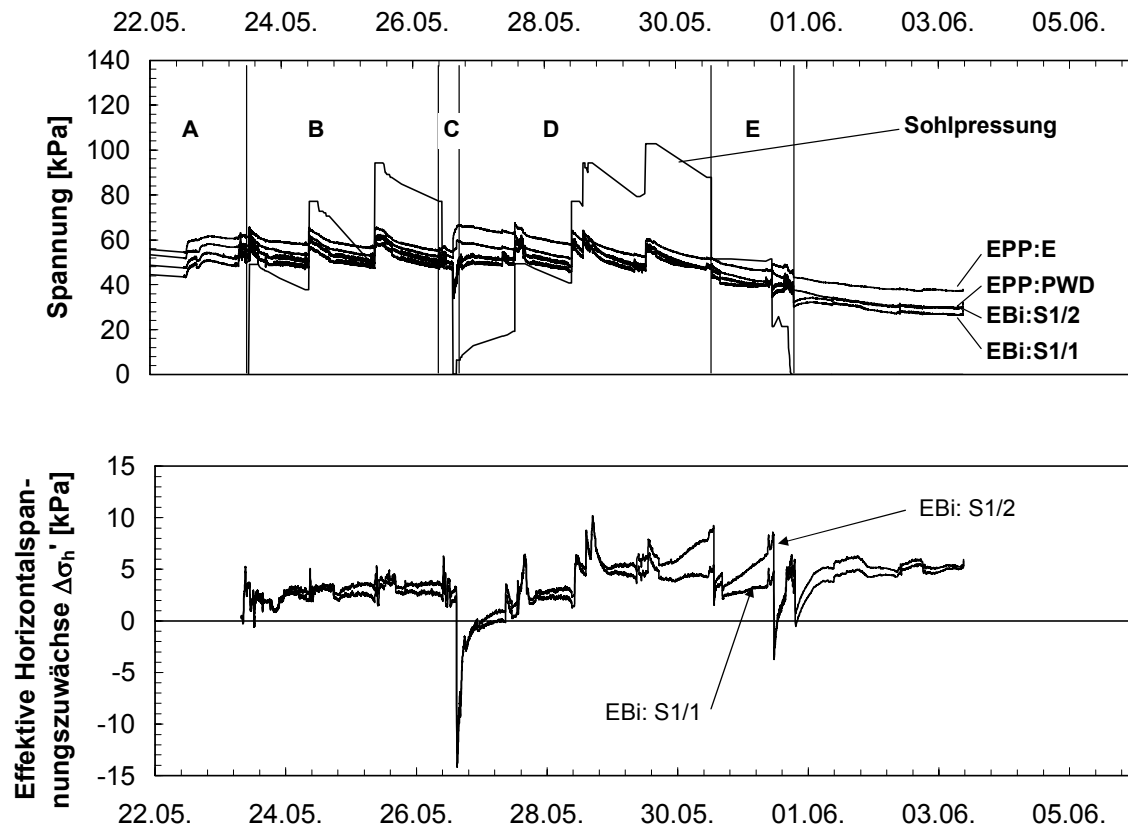


Bild 99: Horizontalspannungszuwächse während der Belastung.

Die effektiven Spannungen an Geber S1/2, die auch als Radialspannungen bezeichnet werden können, liegen im Mittel etwa 2 kPa über denen senkrecht dazu, was auf die zusätzliche Verspannung infolge des Ausbauchens der Säulen zurückzuführen ist. Während des zweiten Belastungszyklus ist der Unterschied noch deutlicher. Hier übersteigen die Radialspannungen die tangentialen Spannungen um bis zu 200%. Die starken Abfälle der effektiven Horizontalspannungen sind auf die Entlastung des Fundamentes zurückzuführen, die durch die gleichzeitige Belastung der Widerlager zu einem Anstieg der Porenwasserdrücke führt.

Drei Tage nach Abschluss der Probelastung und Abbau der gesamten Widerlagerkonstruktion wurden Spannungen im Untergrund gemessen, die in Tabelle 26 gezeigt sind. Die Spannungen haben damit in etwa wieder das Ausgangsniveau erreicht. Setzt man einen weiteren Abfall des Porenwasserdruckes auf das Ausgangsniveau voraus, so verbleibt nur eine geringe Horizontalspannungserhöhung von ca. 3 kPa im Untergrund. Dieses Ergebnis deckt sich mit den Beobachtungen bei vorangegangenen Messungen im weichen Ton (vgl. Kapitel 4.3.2), bei dem ebenfalls keine langfristige Verspannung messbar war.

Tabelle 26: Spannungen nach Abschluss der Probelastung.

Geber	Einbautiefe unter GOK [m]	Druck [kPa]	Beschreibung
EPP:PWD	2,70	29,8	Porenwasserdruck
EPP:E	2,70	37,7	Totalspannung
EBi:S1/1	2,55	29,5	Totalspannung
EBi:S1/2	2,65	31,2	Totalspannung

4.4.2 Zusammenfassung der Erkenntnisse

Verursacht durch die Herstellung der fünf Schottersäulen konnten in Abhängigkeit vom Abstand zum Ort der Herstellung der jeweiligen Säule Horizontalspannungserhöhungen gemessen werden, die bis zu einem Vierfachen des ursprünglichen Seitendruckverhältnisses führten. Diese Spannungserhöhungen waren jedoch nur temporär wirksam. Kriecherscheinungen führen in dem hier angetroffenen Baugrund zu einem Rückgang der Verspannung.

Die Säulenherstellung hat zu einer Erhöhung der Steifigkeit in Form des Ménard-Moduls um den Faktor 1,25 bis 1,5 geführt. Dies kann einerseits auf Gefügeveränderungen und andererseits auf Wassergehaltsänderungen infolge der drainierenden Wirkung des Säulenmaterials zurückgeführt werden. Die Steifigkeitserhöhungen im hier angetroffenen Ton liegen damit unterhalb von den im Schluff gemessenen Erhöhungen, die Werte bis zum Faktor 2,5 erreicht haben.

Die Belastung der Säulengruppe führt zu einem Ausbauchen des Säulenmaterials, was in dem Versuch durch eine zusätzliche Steigerung der Radialspannungen gegenüber den Tangentialspannungen gemessen wird.

Unter einer Sohlpressung, die ungefähr dem sechsfachen der undrainierten Scherfestigkeit entspricht, hat das Fundament eine Setzung erfahren, die 16% des Säulendurchmessers ausmacht. Das Verhältnis von Gesamtsäulenfläche zu Fundamentfläche entspricht dabei einem Wert von $A_S/A = 0,28$. Es wurde keine Vergleichsbelastung auf unverbessertem Baugrund durchgeführt, so dass bei der Ermittlung der Setzungsverbesserung β auf Vergleichsrechnungen zurückgegriffen werden muss. Diese sind Thema des Kapitels 5.2 und werden dort zusammen mit Gegenüberstellungen von Ergebnissen aus numerischen Simulationsberechnungen und herkömmlichen Bemessungen ausführlich diskutiert. Die gemessene Spannungskonzentration auf den Säulen ist lastabhängig und erreicht Werte von $n = 2,5$ für die Ecksäulen und $n = 2,0$ für die Mittelsäule unter der Maximallast. Die tatsächlichen Spannungskonzentrationen sind vermutlich noch höher, da die Messgeber aus einbautechnischen Gründen ca. 15 cm oberhalb der Säulenköpfe in einer Sandschicht eingebettet sind.

5 Numerische Simulation von Baugrundverbesserungen nach dem Rüttelstopfverfahren und Vergleich mit analytischen Ansätzen

5.1 Berechnungsansatz

Die numerischen Berechnungen werden mit dem Ziel durchgeführt, die Trag- und Verformungsmechanismen von Gruppen von Rüttelstopfsäulen abzubilden und zu analysieren. Dazu werden zunächst Untersuchungen zur Eignung der gewählten Methode durchgeführt. Rückrechnungen der in den vorangegangenen Kapiteln vorgestellten Messungen dienen der Anpassung der gewählten Modelle. Die Ergebnisse der Modellversuche sind dabei vornehmlich zur qualitativen Überprüfung der Verformungsmechanismen geeignet, während die Feldversuche die Validierung der Methode und die quantitative Überprüfung der Ergebnisse ermöglichen. Weiterhin werden Vergleiche mit analytischen Lösungen gezogen und deren Eignung zur Berechnung von Gruppen von Rüttelstopfsäulen bewertet.

5.1.1 Methode

Die Lösung jeder strukturellen Aufgabe muss die Bedingungen des Gleichgewichts, der Verträglichkeit oder Kompatibilität der Verschiebungen, des Stoffgesetzes und der Randbedingungen erfüllen (vgl. Bild 100).

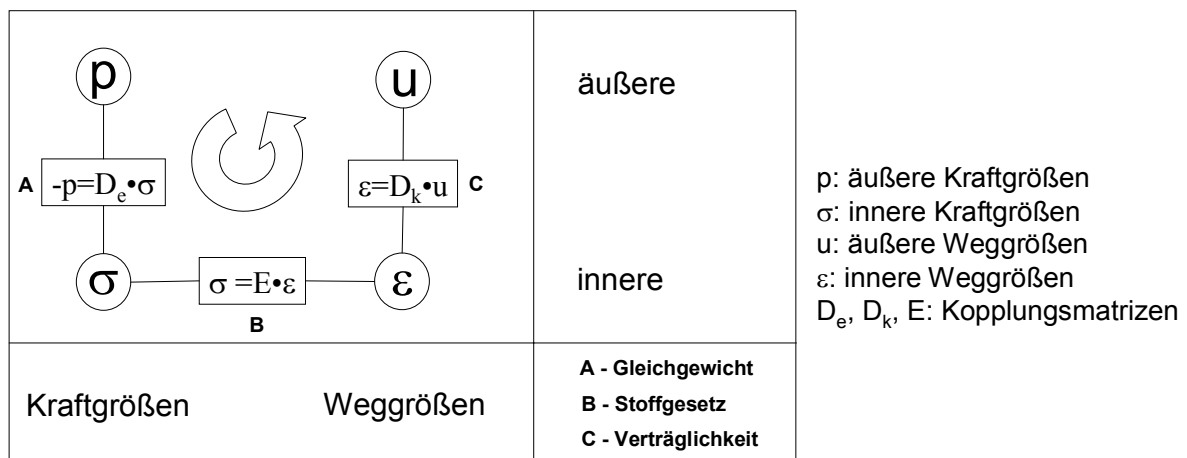


Bild 100: Ablauf einer strukturellen Berechnung.

Nur in Ausnahmefällen existieren dazu geschlossene Lösungen. In den weitaus meisten Anwendungen sind vereinfachte Grenzzustandsbetrachtungen notwendig, die jedoch in der Regel keine Aussagen über die eintretenden Verschiebungen erlauben. Hierzu sind numerische Berechnungen erforderlich.

Für die in dieser Arbeit verwendeten numerischen Simulationsberechnungen wird die Finite Element Methode (FEM) eingesetzt. Aufgrund ihrer weiten Verbreitung und ihrer insbesondere bei dreidimensionalen Strukturen hohen Anpassungsfähigkeit ist die FEM die am häufigsten verwendete Methode bei Strukturanalysen und Kontinuumsberechnungen in den Ingenieurwissenschaften. Ihre Grundlagen können beispielsweise in BATHE (1996) oder

ähnlichen Standardwerken nachgelesen werden und werden hier als bekannt vorausgesetzt. Für die Durchführung der Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit werden die Programmsysteme ANSYS und ABAQUS eingesetzt, die insbesondere die dreidimensionale Modellierung der Geometrie durch vielseitige Vernetzungsalgorithmen erleichtern. Für geotechnische Fragestellungen können über die entsprechenden Schnittstellen eigene Formulierungen für das Stoffverhalten integriert werden. Der Großteil der Berechnungen wurde mit dem Programmsystem ANSYS in den Versionen 5.7 und 6.0 durchgeführt, welche mittels der systeminternen Programmiersprache APDL die Entwicklung von Berechnungsroutinen ermöglichen. Dies wirkt sich insbesondere bei der Durchführung von Sensitivitätsstudien vorteilhaft aus, da alle Größen vollständig parametrisierbar sind.

Gegenüber anderen strukturmekanischen Analysen stellen numerische Berechnungen in der Geotechnik einige besondere Anforderungen. Dazu zählen die Notwendigkeit der Simulation theoretisch unendlicher Berechnungsausschnitte, die Berücksichtigung von initialen Spannungszuständen und von Strukturänderungen infolge unterschiedlicher Bauphasen. Die stoffliche Modellierung stellt einen weiteren wichtigen Aspekt der numerischen Berechnung dar, da das Materialverhalten von Böden wirklichkeitsnah nur mit nichtlinearen Modellen beschrieben werden kann. In einigen Fällen kann es auch erforderlich sein, den Boden als Mehrphasensystem zu modellieren. Einzelheiten zu den Besonderheiten bei numerischen Berechnungen in der Geotechnik sind z.B. in den Empfehlungen des Arbeitskreises "Numerik im Grundbau" der DGGT (vgl. MEIßNER (1991, 1996, 2002) und SCHWEIGER (2002)) oder in SCHWEIGER (1995) zu finden. Spezielle Hinweise zum Einsatz numerischer Methoden bei geotechnischen Berechnungen werden auch von POTTS und ZDRAVKOVIC (1999) gegeben.

5.1.2 Modellbildung und Lösungsalgorithmus

Die folgende Kurzbeschreibung der Methode lehnt sich an die Notation von BELYTSCHKO, LIU und MORAN (2000) an. Dort ist auch eine ausführliche Herleitung der Finiten Element Methode für nichtlineare Kontinua zu finden.

Die räumliche Diskretisierung des Kontinuums erfolgt bei den im Folgenden vorzustellenden Berechnungen durch Brick-Elemente mit zwanzig Knotenpunkten. Die Freiheitsgrade und damit die Unbekannten des Systems sind die drei Verschiebungsvektoren der Elementknoten. Das Verschiebungsfeld im Inneren des Elementes $\tilde{\mathbf{u}}_e$ wird über Formfunktionen mit den Knotenverschiebungen \mathbf{u}_e gekoppelt. Dazu dient die Matrix der Formfunktionen $\boldsymbol{\Omega}$, die im vorliegenden Fall quadratische Ansätze enthält:

$$\tilde{\mathbf{u}}_e = \boldsymbol{\Omega} \mathbf{u}_e. \quad (41)$$

Für das Gesamtsystem ergibt sich der Vektor der Knotenverschiebungen \mathbf{u} aus der Verknüpfung mit der Inzidenzmatrix \mathbf{L}_e .

$$L_e u = u_e. \quad (42)$$

Das Gleichgewicht wird über die Anwendung des Variationsprinzips am Element erfüllt und so die Elementsteifigkeitsmatrix \mathbf{K}_e ermittelt:

$$\mathbf{K}_e = \int_{V_e} \mathbf{H}^T \mathbf{E} \mathbf{H} dV, \quad (43)$$

wobei

$$\mathbf{H} = \mathbf{D} \boldsymbol{\Omega}, \quad (44)$$

mit der Matrix der Ableitungsvorschriften oder Operatorenmatrix \mathbf{D} und der Elastizitätsmatrix \mathbf{E} .

Entsprechend der Inzidenz, also der Zuordnung der einzelnen Elemente zu ihrem geometrischen Ort im Gesamtsystem, wird aus den Elementsteifigkeitsmatrizen die Gesamtsteifigkeitsmatrix \mathbf{K} zusammengesetzt. Die Krafrandbedingungen und die Volumenkräfte werden im Lastvektor \mathbf{f} zu Knotenlasten umgeformt, so dass sich das zu lösende Gleichungssystem ergibt:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{f}. \quad (45)$$

Bei den Berechnungen muss der physikalischen Nichtlinearität des Randwertproblems Rechnung getragen werden. Die Verschiebungsbeträge sind nicht mehr unabhängig vom Beanspruchungsniveau, daher muss die Belastung inkrementell als $\Delta \mathbf{f}^{\text{ext}}$ aufgebracht werden. Das heißt, das inkrementelle Verschiebungsfeld $\Delta \mathbf{u}$ aufgrund der Belastung ist zu ermitteln. In der Nachlaufrechnung wird daraus das Verzerrungsfeld $\boldsymbol{\varepsilon}$ und über die konstitutive Beziehung das Spannungsfeld $\boldsymbol{\sigma}$ unter Einhaltung der Gleichgewichtsbedingungen errechnet. Dies ist aufgrund der Materialnichtlinearität nur iterativ möglich.

Die Iteration verläuft dabei wie im Folgenden erläutert. Das System sei zum Zeitpunkt $t=t_n$ im Gleichgewicht und der Vektor der Knotenverschiebungen \mathbf{u}_n bekannt. Zum Zeitpunkt $t=t_{n+1}$ ändert sich der Lastvektor zu $\mathbf{f}_{n+1} = \mathbf{f}_n + \Delta \mathbf{f}$.

Aus der Lösung des Gleichungssystems im ersten Iterationsschritt $k=1$ lassen sich die Gesamtknotenverschiebungen ermitteln:

$$\mathbf{u}_{n+1}^k = \mathbf{u}_n + \sum_{i=1}^k \Delta \mathbf{u}_{n+1}^i. \quad (46)$$

Für jedes Element ergeben sich die Verzerrungen aus der Multiplikation der Matrix der abgeleiteten Ansatzfunktionen mit den Elementknotenverschiebungen:

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{e,n+1}^k = \mathbf{H} \cdot \mathbf{u}_{e,n+1}^k. \quad (47)$$

Aus den Verzerrungen ergibt sich unter Berücksichtigung der Stoffgleichungen das Spannungsfeld $\boldsymbol{\sigma}_{n+1}^k$ und nach Integration über das Volumen des Elementes der Vektor der inneren Kräfte $\mathbf{f}_e^{\text{int}}$.

$$\mathbf{f}_{e,n+1}^{\text{int}} = \int_{V_e} \mathbf{H}^T \boldsymbol{\sigma} dV . \quad (48)$$

Über alle Elemente aufsummiert ergibt sich der Gesamtvektor der inneren Kräfte.

$$\mathbf{f}_{n+1}^{\text{int}} = \sum_e \mathbf{f}_{e,n+1}^{\text{int}} . \quad (49)$$

Die Einhaltung des Konvergenzkriteriums, d. h. der maximal zulässige Ungleichgewichts-kraft, definiert den Abbruch der Iteration über den Vektor der Ungleichgewichtskräfte \mathbf{r} .

$$\mathbf{r} = \mathbf{f}_{n+1}^{\text{int}} - \mathbf{f}_{n+1}^{\text{ext}} . \quad (50)$$

Dabei kann dem Konvergenzkriterium eine der drei unten stehenden Konvergenznormen zugrunde liegen:

$$\|\mathbf{r}\| = \max(r_i) \quad (51)$$

oder
$$\|\mathbf{r}\| = \sum(r_i) \quad (52)$$

oder
$$\|\mathbf{r}\| = \sqrt{\sum(r_i)^2} . \quad (53)$$

Konvergenz ist erreicht wenn:

$$\|\mathbf{r}\| < \text{toler} \cdot \text{value} . \quad (54)$$

Dabei sind **toler** und **value** in Anlehnung an die ANSYS-Notation bezeichnet. Der Wert **value** wird üblicherweise als Norm des Lastvektors $\|\mathbf{f}\|$ festgesetzt. Um den Wert von **toler** als Kompromiss zwischen Ergebnissenauigkeit und Rechenzeit festzulegen, müssen dann Konvergenzstudien herangezogen werden.

Ist (50) nicht erfüllt wird $k=k+1$ gesetzt und die Iteration fortgesetzt. Graphisch ist dieses auch Newton-Raphson-Iteration genannte Verfahren in Bild 101 gezeigt.

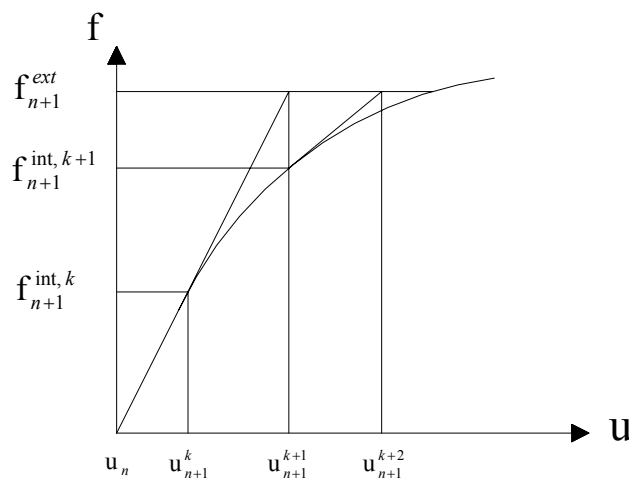


Bild 101: Newton-Raphson-Iteration für den n+1-ten Lastschritt.

Aufgrund der Nichtlinearität ist die Gesamtsteifigkeitsmatrix \mathbf{K} von den Verschiebungen beziehungsweise ihren Ableitungen abhängig und daher nicht konstant und wird bei jedem Iterationsschritt angepasst. Soll dies aus Gründen der Stabilität der numerischen Lösung vermieden werden, kann jeder Lastschritt auch ohne Anpassung mit der initialen Steifigkeitsmatrix berechnet werden.

5.1.3 Geometrische Modellierung

Wie eingangs erläutert, müssen die numerischen Untersuchungen zur Ermittlung des Gruppentragverhaltens von Rüttelstopfsäulen die maßgeblichen Interaktionen Platte – Säule, Platte – Boden, Säule – Boden und Säule – Säule abbilden. Dies impliziert die Notwendigkeit der Berücksichtigung der Position einzelner Säulen innerhalb der Gruppe. Auf eine realitätsnahe Weise ist dies nur möglich, wenn der räumlichen Natur der Konstruktion durch eine Modellierung im dreidimensionalen Kontinuum Rechnung getragen wird. Die Einzelsäule und das ausgedehnte Raster lassen sich – letzteres auf der Grundlage des Konzeptes der Einheitszelle – durch die Annahme eines rotationssymmetrischen Spannungszustandes modellieren. Bei Säulengruppen führen vergleichbare Vereinfachungen zu Modellierungen der Schottersäulen als Säulenwand im Falle des ebenen Verformungszustandes oder als konzentrische Kreise im Falle der Rotationssymmetrie (vgl. Bild 102). Schon aus der Anschauung wird deutlich, dass auf diese Weise die Interaktionen nicht wiedergegeben werden können. Aus diesem Grund werden die Berechnungen unter Ausnutzung eventueller Symmetrieebenen im dreidimensionalen Spannungsraum durchgeführt.

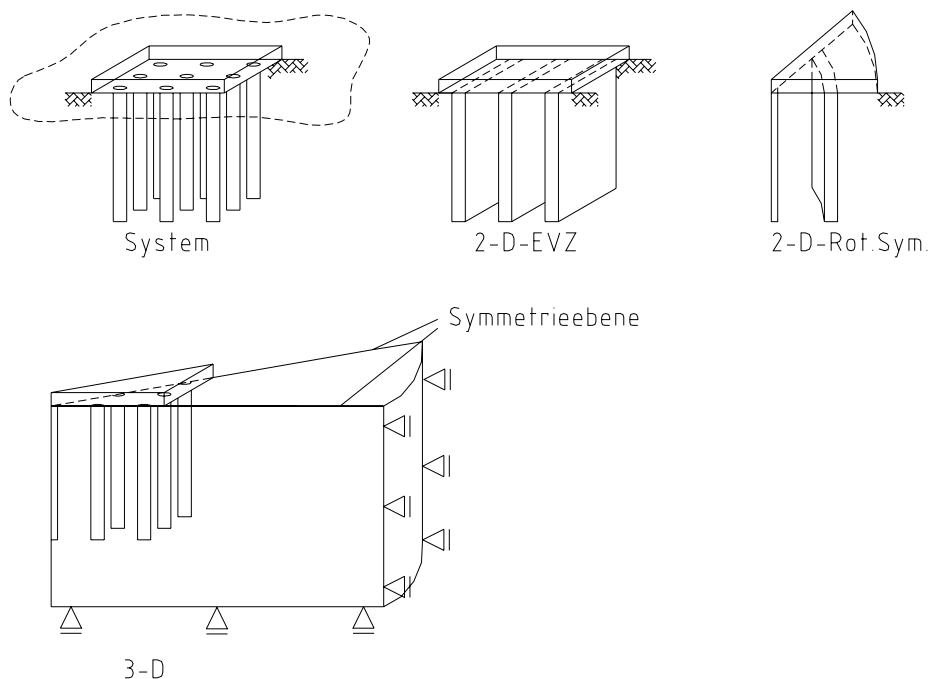


Bild 102: Geometrische Modellierung: Realität – Ebener Verformungszustand – Rotationssymmetrie – 3-D Kontinuum.

5.1.4 Stoffliche Modellierung

Zur Beschreibung des Materialverhaltens von Böden existiert eine Vielzahl von Stoffgesetzen, die sich zum Teil erheblich voneinander unterscheiden. Daher ist es erforderlich, einige der Anforderungen zu definieren, die an das Stoffmodell zu stellen sind, wenn das Last-Verformungsverhalten von Gruppen von Rüttelstopfsäulen zu untersuchen ist.

Zunächst werden einige allgemeine Anforderungen für die Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit formuliert. Die Anzahl der Materialparameter sollte in einem überschaubaren Rahmen liegen, damit der Einfluss der Variation einzelner Parameter untersucht werden kann. Weiterhin sollten die Parameter aus den üblichen bodenmechanischen Versuchen bestimmbar sein. Der numerische Aufwand infolge der Verwendung komplexer Stoffgesetze sollte in einem sinnvollen Verhältnis zum Nutzen, also dem zusätzlichen Gewinn an Ergebnissen-genauigkeit liegen. Häufig führt der erhöhte numerische Aufwand bei der Verwendung komplexer Stoffgesetze dazu, dass das geometrische Modell vereinfacht werden muss, damit Berechnungsergebnisse in vernünftigen Zeiträumen erzielt werden können. Bei der Beurteilung von Verformungsmechanismen ist jedoch die möglichst exakte geometrische Modellierung eine Notwendigkeit, so dass sich ein solches Vorgehen verbietet. Die Algorithmen der Materialroutinen müssen numerisch stabil und in gängigen Programmsystemen implementiert sein. Ist dies nicht der Fall, müssen sie für diese Arbeit so aufbereitet werden, dass sie über offene Schnittstellen in die Systeme integriert werden können.

Bezogen auf das vorliegende Problem können die Anforderungen an die zu verwendenden Stoffgesetze wie folgt umrissen werden. Die in Kapitel 2 definierten Trag- und Versagensmechanismen und die das Verhalten charakterisierenden Interaktionen der Rüttelstopfsäulengruppe müssen korrekt wiedergegeben werden. Dazu ist die vom Spannungsniveau abhängige Formulierung der Bruchbedingung erforderlich. Die Belastungspfade sind monoton steigend. Zyklische und dynamische Belastungen werden nicht untersucht, daher müssen die Stoffgesetze die damit verbundenen Besonderheiten nicht abbilden. Aufgrund der Belastungszeiträume kann von drainierten Bedingungen ausgegangen werden. Eine Modellierung des Bodens als Mehrphasensystem ist nicht erforderlich, da Verformungen im Endzustand betrachtet werden sollen. Viskoses Stoffverhalten wird bei den hier vorgenommenen Untersuchungen nicht berücksichtigt. Eine Abschätzung, ob viskoses Verhalten für die Berechnung geotechnischer Strukturen maßgeblich ist, kann nach GÜDEHUS und LEINENKUGEL (1974) über die Wasseraufnahmefähigkeit w_b vorgenommen werden.

Die Kopplung von Verformungen und Spannungen erfolgt auf der Grundlage der konstitutiven Beziehungen für die eingesetzten Materialien. Das einfachste Stoffverhalten stellt die lineare Elastizität dar, die durch das Hookesche Gesetz, hier für den eindimensionalen Fall angegeben, beschrieben wird:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon . \quad (55)$$

Bei den Berechnungen wird die lineare Elastizität für Betonbauteile wie beispielsweise die Fundamentplatte verwendet. Für die Beschreibung von Böden ist die Elastizitätstheorie nicht ausreichend. Es müssen Modelle gewählt werden, die dem nichtlinearen Verhalten Rechnung tragen. Dazu dienen Formulierungen auf der Grundlage der Plastizitätstheorie, die die am weitesten verbreitete Stoffgruppe für die Beschreibung von Böden darstellen und in dieser Arbeit in der Hauptsache Verwendung finden. Die eingesetzten Stoffmodelle werden im Folgenden nur kurz erläutert. Eine ausführliche Darstellung elastoplastischen Materialverhaltens kann man beispielsweise DAVIS und SELVADURAI (2002) oder DESAI und SIRIWARDANE (1984) entnehmen.

Zur Beschreibung des Verhaltens von Böden wird in der Praxis häufig ein linear elastisch – ideal plastisches Verhalten angenommen. Dazu sind vier Grundbeziehungen zu formulieren: Die Arbeitslinie im elastischen Bereich, die Fließbedingung, die Fließregel, die die Richtung des Vektors der plastischen Verzerrungssinkremente angibt, und Ansätze für eine eventuelle Ver- und Entfestigung. Im elastischen Bereich wird die Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes mit dem Elastizitätsmodul E und der Poissonzahl ν angenommen. Die Fließbedingung ist eine Funktion des Spannungszustandes und gibt die Grenze zum plastischen Bereich an:

$$F = F(\sigma) = 0. \quad (56)$$

Bei der zur Berechnung notwendigen Iteration werden die totalen Dehnungen in einen elastischen und einen plastischen Anteil aufgespalten. Im Rahmen der oben erläuterten Iteration werden zunächst fiktive totale Trial-Dehnungen ermittelt, aus denen die Trial-Spannungen errechnet werden. Falls der so entstehende Spannungszustand außerhalb der Fließfläche liegt, also $F(\sigma) > 0$ ist, ergeben sich die plastischen Dehnungssinkremente $d\varepsilon^{pl}$ zu:

$$d\varepsilon^{pl} = d\lambda \frac{dQ}{d\sigma}, \quad (57)$$

mit dem plastischen Potential

$$Q = Q(\sigma), \quad (58)$$

dem Spannungsvektor σ und dem Proportionalitätsfaktor $d\lambda$. Fallen Fließfläche F und plastisches Potential Q zusammen, so spricht man von einer assoziierten Fließregel. Dabei steht der Vektor der plastischen Verzerrungen senkrecht auf der Fließfläche. Nach SCHWEIGER (1995) führt die Anwendung der assoziierten Fließregel zu einer Überschätzung des dilatanten Materialverhaltens, so dass eine nicht-assoziierte Fließregel unter Verwendung des Dilatanzwinkels ψ eingesetzt werden sollte. Der Dilatanzwinkel kann aus Versuchen oder Literaturangaben (z.B. FRÜCHTENICHT (1984)) abgeschätzt werden. Im Grenzfall $\psi=0$ ergeben sich keine plastischen Volumendehnungen. Die Grundlagen zur Definition von Fließregeln und Ansätzen für Ver- und Entfestigung können beispielsweise in DINKLER und

KOWALSKI (1998) nachgelesen werden. Im Folgenden werden nur die für das Verständnis der in dieser Arbeit verwendeten Stoffmodelle nötigen Grundbegriffe zusammengefasst.

5.1.4.1 Fließbedingung nach Mohr-Coulomb

Bei der Definition des Bruchzustandes wird häufig auf die Fließbedingung nach Mohr-Coulomb zurückgegriffen:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi, \quad (59)$$

wobei τ und σ die Schub- und Normalspannung in der Bruchfläche, c die Kohäsion und φ den Winkel der inneren Reibung des Materials bezeichnen. Die Funktion der Fließfläche ergibt sich dann zu:

$$\sigma_1(1 - \sin \varphi) - \sigma_3(1 + \sin \varphi) = 2 \cdot c \cdot \cos \varphi, \quad (60)$$

wobei σ_1 die größte und σ_3 die kleinste Hauptspannung ist. Zweckmäßigerweise wird der Spannungszustand in einen hydrostatischen und einen deviatorischen Anteil gespalten. Ein beliebiger Spannungszustand ergibt sich aus einem hydrostatischen Anteil σ_D auf der Raumdiagonalen im Hauptspannungsraum σ_1 , σ_2 und σ_3 sowie einem deviatorischen Anteil in der Ebene senkrecht zur Raumdiagonalen, der sog. Deviator- oder Π -Ebene. In dieser Ebene definieren zwei orthogonale Vektoren n_F und n_E die Richtungen der Spannungen σ_F und σ_E so, dass n_F mit der Richtung der Projektion von σ_1 in die Π -Ebene zusammenfällt (vgl. Bild 103).

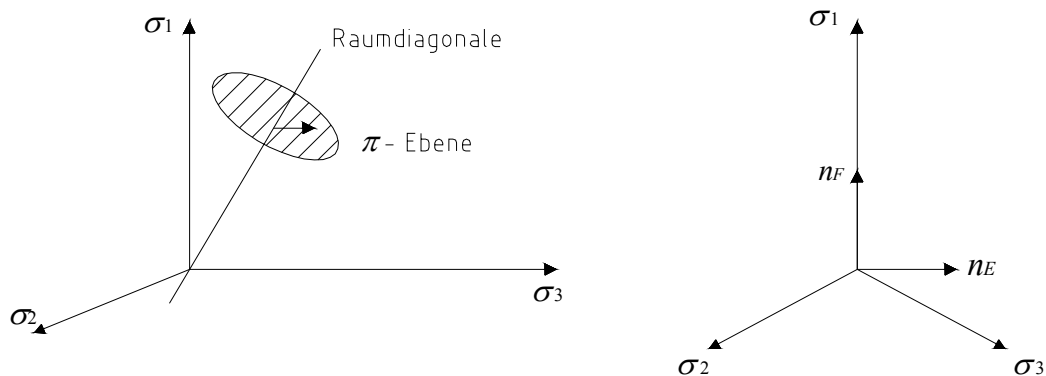


Bild 103: Π -Ebene im Hauptspannungsraum und Richtungsvektoren in der Π -Ebene.

Der Spannungszustand kann also beschrieben werden mit (vgl. Bild 104)

$$\begin{aligned} \sigma_D &= \frac{1}{\sqrt{3}}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \sqrt{3} \cdot p, \\ \sigma_E &= \frac{1}{\sqrt{2}}(-\sigma_2 + \sigma_3), \\ \sigma_F &= \frac{1}{\sqrt{6}}(2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3). \end{aligned} \quad (61)$$

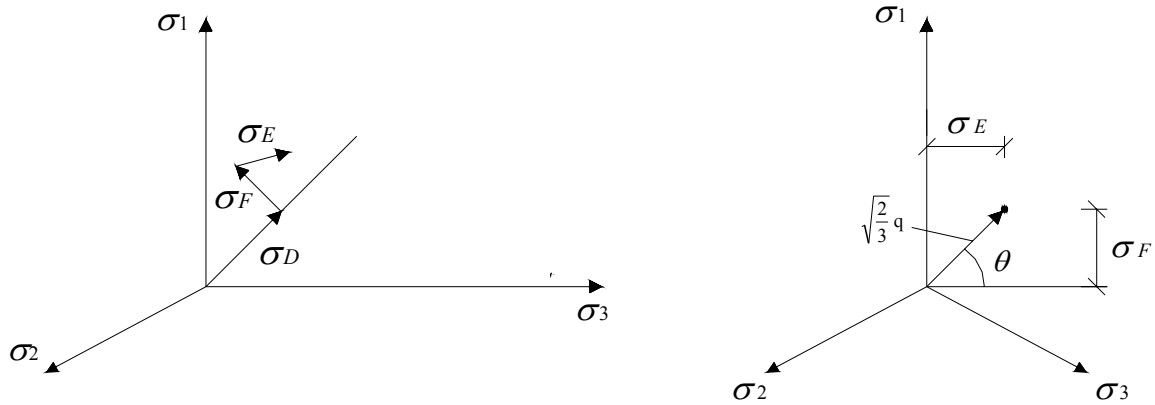


Bild 104: Spannungszustand im Hauptspannungsraum und in der Π -Ebene.

Mit den Invarianten des Spannungstensors I_1 , I_2 und I_3 (vgl. Anhang D) gilt

$$\text{für den hydrostatischen Anteil: } \sigma_D = \sqrt{3} \cdot p = \frac{I_1}{\sqrt{3}} \quad (62)$$

$$\text{und für den deviatorischen Anteil: } \sqrt{\sigma_E^2 + \sigma_F^2} = \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot q = \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{(I_1^2 - 3I_2)}, \quad (63)$$

mit dem Lode-Winkel

$$\tan \theta = \frac{\sigma_F}{\sigma_E} = \frac{2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3}{\sqrt{3}(-\sigma_2 + \sigma_3)}. \quad (64)$$

Im Hauptspannungsraum bildet die Fließfläche nach Mohr-Coulomb eine Pyramide mit einem unregelmäßigen Sechseck als Grundfläche in der Π -Ebene. In der σ_D - σ_F -Ebene, auch Normalenebene genannt, stellt sich das Mohr-Coulombsche Bruchkriterium als zwei Geraden mit unterschiedlicher Neigung dar (vgl. Bild 105).

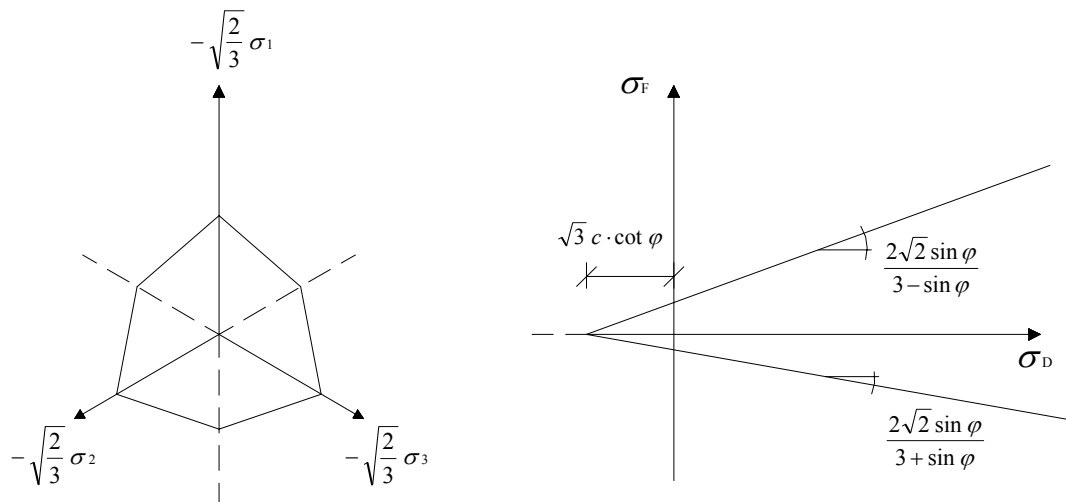


Bild 105: Mohr-Coulombsches Bruchkriterium in der Π -Ebene und der Normalenebene.

5.1.4.2 Fließbedingung nach Drucker-Prager

Für die numerische Behandlung ist die zusammengesetzte Fließfläche nach Mohr-Coulomb aufgrund der Notwendigkeit von Fallunterscheidungen beim Abprüfen der unterschiedlichen Teilflächen ungünstig. Das Kriterium nach Drucker-Prager erzeugt eine konische Fließfläche im Hauptspannungsraum und ergibt sich zu:

$$F = q - \xi p - k^* = 0, \quad (65)$$

mit der Mittelspannung p und der Deviatorspannung q wie oben definiert und den Parametern ξ und k^* . Zweckmäßigerweise wird das Drucker-Prager Kriterium über die erste Invariante des Hauptspannungstensors I_1 und die zweite Invariante des Hauptspannungsdeviators J_2 formuliert:

$$F = \alpha \cdot I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0, \quad (66)$$

mit: $I_1 = 3 \cdot p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3), \quad (67)$

$$J_2 = \frac{1}{6} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]. \quad (68)$$

Die Parameter α und k werden entsprechend Tabelle 27 gewählt, um das Mohr-Coulomb Kriterium für Kompression oder Extension optimal anzunähern.

Tabelle 27: Drucker-Prager Parameter.

	α	k
Extension	$\frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3} (3 + \sin \varphi)}$	$\frac{6c \cdot \cos \varphi}{\sqrt{3} (3 + \sin \varphi)}$
Kompression	$\frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3} (3 - \sin \varphi)}$	$\frac{6c \cdot \cos \varphi}{\sqrt{3} (3 - \sin \varphi)}$

Bild 106 zeigt die Fließbedingungen nach Drucker-Prager und Mohr-Coulomb in der Π -Ebene.

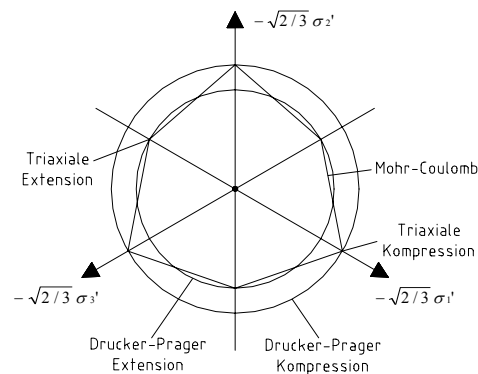


Bild 106: Drucker-Pragersches Bruchkriterium in der Π -Ebene.

Je nach Belastungssituation sind die Parameter so zu wählen, dass das Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb optimal angenähert wird, was im Rahmen dieser Arbeit durch eine Parameterstudie erfolgt.

5.1.4.3 Kappen-Kegel Modell

Zur Berücksichtigung plastischer Dehnungen bei reiner hydrostatischer Belastung ist es erforderlich, eine weitere Fließbedingung einzuführen. Am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig ist daher das Drucker-Prager Kriterium um eine Kappenfließfläche mit volumetrischer Verfestigung erweitert und in das Programmsystem ANSYS implementiert worden (vgl. SCHMITT (1997), KUHN (2001) und VITTINGHOFF (2003)). Die Stoffgleichungen sind ausführlich in VITTINGHOFF (2003) erläutert. Die Kappen-Fließfläche stellt sich im Hauptspannungsraum als Rotationsellipsoid dar.

Zusätzlich zur volumetrischen Verfestigung ist im Braunschweiger Kappen-Kegel Modell die isotrope Ver- und Entfestigung bei Schubbeanspruchung berücksichtigt, welche eine wirklichkeitsnähere Betrachtung des Materialverhaltens von Böden erlaubt, als es mit der linear elastisch - ideal plastischen Betrachtungsweise möglich ist (vgl. Bild 107).

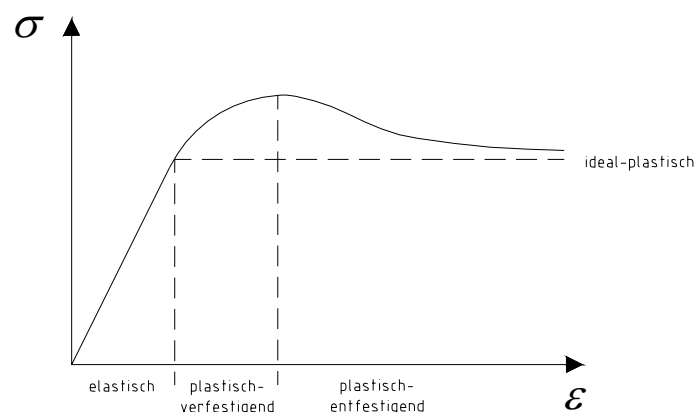


Bild 107: Arbeitslinie für elastisch – plastisches Materialverhalten.

Die Scherparameter werden nicht mehr konstant angenommen, sondern sind abhängig von den aufgetretenen plastischen Dehnungen. Statt des Peak-Reibungswinkels φ'_p wird der mobilisierte Reibungswinkel φ'_m verwendet, der von einem Startwert φ'_0 bis zum Peakwert ansteigt und dann auf die Restscherfestigkeit φ'_c abfällt. Nach VITTINGHOFF (2003) sind damit die Scherparameter φ' und c' eine Funktion des Bruchkriteriums.

Im Hauptspannungsraum zeigt sich das zusammengesetzte Bruchkriterium des Kappen-Kegel Modells mit Ver- und Entfestigung wie in Bild 108.

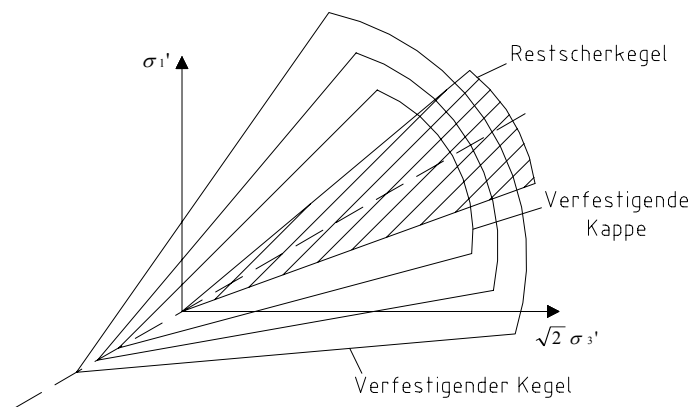


Bild 108: Kappen-Kegel Modell im Hauptspannungsraum.

Die Parameter für die Ver- und Entfestigung werden durch Rückrechnung von Versuchen bestimmt oder wie im Falle der Kappenverfestigung durch Vergleichsberechnungen abgeschätzt.

Nach SCHANZ (1998) führt die Kombination von Kontinuumsmodellen mit entfestigendem Materialverhalten zu einer Netzabhängigkeit der Ergebnisse numerischer Berechnungen. Dieser Tatsache kann mit Regularisierungsmethoden entgegengewirkt werden, die die tatsächliche stetige Reduktion der Dicke von Scherbändern bei Annäherung an den Bruchzustand abbilden. SCHANZ zeigt, dass die Bruchlast einer Flachgründung nur bei Ansatz eines entfestigenden Materialverhaltens mit entsprechender Regularisierung errechnet werden kann. Der Effekt der Entfestigung auf die Verformungen zeigt sich jedoch erst bei Belastungen, die größer als etwa 80% der Bruchlast sind.

Die im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Stoffmodelle verfügen nicht über eine solche Regularisierung. Es wird gezeigt werden, dass die maßgeblichen Bruchvorgänge im Säulenmaterial stattfinden. Aus diesem Grund wird für das Säulenmaterial kein entfestigendes Stoffverhalten angesetzt. Damit ist es nicht möglich, die Ausbildung von Scherbändern in den Säulen abzubilden. Vielmehr stellt sich das Überschreiten der Scherfestigkeit in einer Bruchzone dar, was als ausreichend für die hier betrachteten Zustände angesehen wird. Es sei daher betont, dass die Aussagen der numerischen Untersuchungen auf den Gebrauchslastbereich beschränkt bleiben.

5.1.4.4 Cam-Clay Modell

Eine weitere Stoffmodellgruppe, welche elasto-plastisches Materialverhalten mit Verfestigung berücksichtigt, ist die der so genannten Cam-Clay Modelle. Ihre Grundlagen sind ausführlich z.B. in BRITTO und GUNN (1987), WOOD (1990) oder ORTIGAO (1995) erläutert. Daher soll auf eine Herleitung verzichtet und auf die umfangreiche Literatur zu diesem Thema verwiesen werden. Im Rahmen dieser Arbeit wird das modified Cam-Clay Modell, welches im Programmsystem ABAQUS implementiert ist, genutzt.

5.1.5 Modellierung der Bauzustände

Die wirklichkeitsnahe Modellierung unterschiedlicher Bauphasen ist insbesondere in nichtlinearen numerischen Berechnungen von großer Wichtigkeit. Dazu gehört auch die Simulation der Herstellung einzelner Bauteile. FELLIN (2000) beschreibt Möglichkeiten der numerischen Simulation der Einwirkung eines Tiefenrüttlers auf nicht-bindige Böden während der Durchführung einer Tiefenverdichtung. Darin berücksichtigt er die dynamischen Effekte in ein- und zweidimensionalen Betrachtungen. Eine wirklichkeitsgetreue Simulation unter Berücksichtigung der dynamischen Effekte im dreidimensionalen Spannungsraum ist bislang nicht möglich, so dass hierfür auf quasi-statische Ansätze zurückgegriffen werden muss. Bei der Rüttelstopfverdichtung, die üblicherweise in Böden ausgeführt wird, die mit der Tiefenverdichtung nicht ausreichend verbessert werden können, ist das Ziel der Einbau von Säulen mit gegenüber dem anstehenden Material besseren Eigenschaften. Die Veränderung des umgebenden Bodens ist dabei ein positiver Nebeneffekt, der dementsprechend in den meisten Berechnungsverfahren auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt wird. SCHWEIGER (1989) erfasst die Herstellungseinflüsse von Rüttelstopfsäulen in numerischen Berechnungen, indem er ein Dehnungsfeld appliziert, welches zu Volumenänderungen und damit zu einem erhöhten Spannungszustand im Untergrund führt. Ein ähnliches Vorgehen wird in dieser Arbeit gewählt, indem die Säulen eine radiale Aufweitung erfahren und damit eine Erhöhung des Spannungszustandes im umgebenden Boden bedingen. DEBATS, GEUTIF und BOUASSIDA (2003) erläutern anhand von numerischen Berechnungen, dass bei der Simulation der Herstellung einer Schottersäule durch die zylindrische Hohlraumaufweitung im rotationssymmetrischen Modell Erhöhungen der effektiven Radialspannungen bis zu 300% auftreten. Aus der Erhöhung der effektiven Mittelspannung leiten sie eine Steifigkeitserhöhung von bis zu 75% ab.

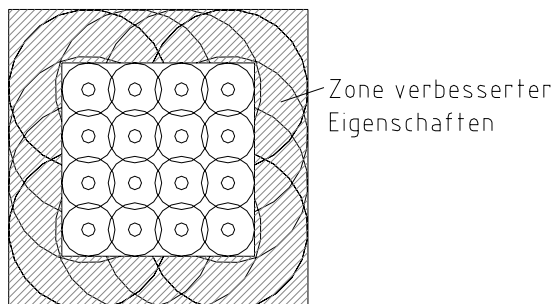
Wie in Kapitel 4 erläutert, beeinflusst die Herstellung der Rüttelstopfsäulen sowohl die Spannungen als auch die Steifigkeiten in Abhängigkeit von den anstehenden Böden in unterschiedlichem Maße. Dabei sind die lokalen Effekte während der Herstellung einer einzelnen Säule von den globalen Effekten zu unterscheiden. Zu den Effekten bei der Herstellung einer einzelnen Säule zählen die infolge der seitlichen Verdrängung des Einbaumaterials erhöhten Horizontalspannungen, wobei zu beachten ist, dass in einigen Böden wie z. B. weichen, plastischen Tönen diese Spannungserhöhungen nicht langzeitstabil sind und daher nicht angesetzt werden sollten. Infolge der Herstellung einer Säulengruppe bildet sich zusätzlich eine Zone erhöhter Steifigkeiten, die in einem Abstand zwischen dem zwei- und dem sechsfachen des Säulendurchmessers um die Säulen herum messtechnisch erfasst wurden.

Der Einbau des Säulenmaterials ist durch eine Birth- und Death-Option im numerischen Modell berücksichtigt. Die Elemente des Säulenmaterials, die im Primärspannungszustand noch nicht an der Gesamtsteifigkeit partizipieren, werden im nächsten Berechnungsschritt

aktiviert. Gleiches gilt für eventuelle Ausgleichsschichten oder das Fundament in den folgenden Schritten.

Die Simulation der Herstellungseinflüsse auf den umgebenden Boden im dreidimensionalen numerischen Modell erfolgt unter Verwendung oben genannter Analogien. Bereichsweise Steifigkeitserhöhungen werden durch einen Wechsel der Materialeigenschaften in den entsprechenden Zonen modelliert. Die Verdrängung des anstehenden Bodenmaterials kommt einer zylindrischen Hohlraumaufweitung gleich. Im FEM-Modell ist es aus numerischen Gründen nicht möglich, die Aufweitung vom Radius Null bis zum angestrebten Säulenradius zu modellieren. Aus diesem Grund werden die hier vorgenommen Herstellungssimulationen von einem fiktiven Anfangsradius r_a bis auf den Endradius r durchgeführt. Dabei werden Parameterstudien herangezogen, die die Vergleichbarkeit mit den Messergebnissen gewährleisten. Die Analogieschlüsse sind in Bild 109 veranschaulicht. Um Singularitäten im Säulenfußbereich während der Aufweitung zu vermeiden, werden die untersten Knoten der Säulenwandung mit kleineren Verschiebungen beaufschlagt, die sich mit steigendem Abstand vom Säulenfuß bis auf den Maximalwert steigern.

Globaler Herstellungseinfluß:



Individueller Herstellungseinfluß:

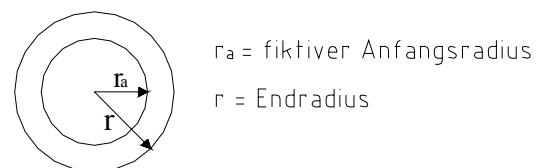
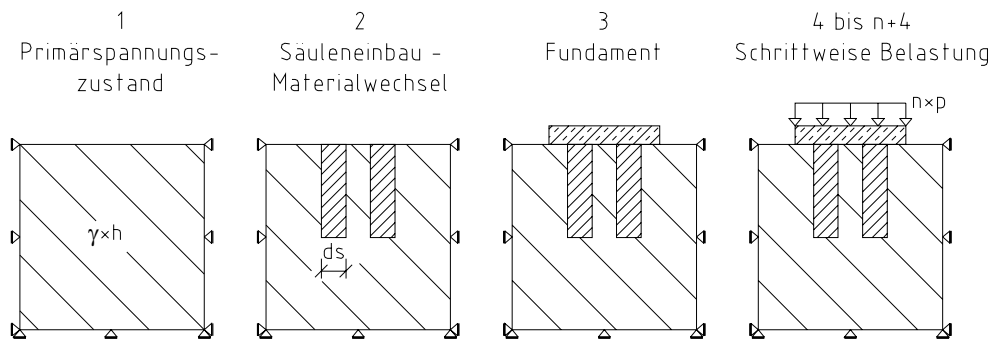
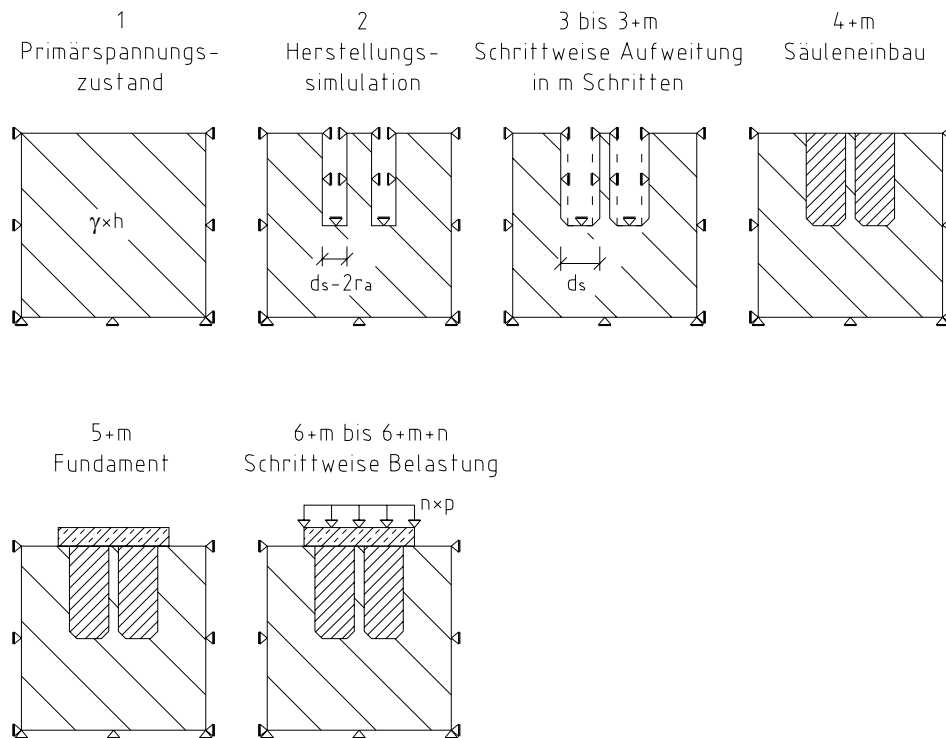


Bild 109: Analogieschlüsse zur Herstellungssimulation.

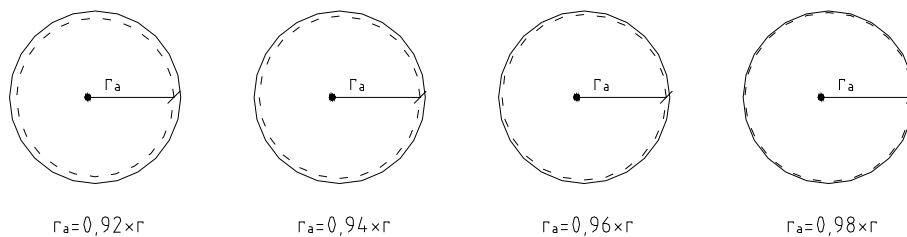
In Bild 110 sind die einzelnen Bauphasen bei einer Berechnung ohne bzw. mit Simulation der Herstellung schematisch dargestellt. Nicht in allen Böden sind die gemessenen Verbesserungseffekte langzeitstabil. In den für die Durchführung der Parameterstudien entwickelten Algorithmen ist die Berücksichtigung der Herstellungseffekte auf den umgebenden Boden deshalb optional vorgesehen. Dabei kann sowohl der Grad der Steifigkeitserhöhung in der Verbesserungszone als auch der Betrag der Hohlraumaufweitung zur Simulation der Horizontalspannungserhöhung nach einer Kalibrierung an in situ Messergebnissen definiert werden.



ohne Herstellungssimulation



Varianten der Aufweitung:



mit Herstellungssimulation

Bild 110: Schematische Darstellung der Bauzustände.

5.1.6 Zusammenfassung

Die numerischen Berechnungen werden mit der FEM im dreidimensionalen Kontinuum bzw. im Falle von Einzelsäulen im rotationssymmetrischen Spannungszustand durchgeführt. Aufgrund der Nichtlinearität des Materialverhaltens ist die Lösung des Gesamtgleichungssystems nur iterativ möglich. Ebenso müssen Bauzustände und Belastungen inkrementell aufgebracht werden.

Dabei kommen unterschiedliche Kombinationen von Stoffgesetzen zum Einsatz, um das Verhalten einer Gruppe von Rüttelstopfsäulen unter Last zu modellieren. Die Kombinationen sind in Tabelle 4 zusammengefasst. Zur Modellierung der Herstellungseinflüsse wird auf die Analogieschlüsse der Element Birth- und Death-Option, der zylindrischen Hohlraum- aufweitung und des Wechsels der Materialeigenschaften in der Verbesserungszone zurückgegriffen.

Tabelle 28: Stoffgesetzkombinationen.

	Platte	Säulen	Boden
Modell A	lin. elast.	lin. elast – ideal plast. Fließbed. nach Drucker-Prager	lin. elast – ideal plast. Fließbed. nach Drucker-Prager
Modell B	lin. elast.	lin. elast – ideal plast. Fließbed. nach Mohr-Coulomb	lin. elast – plast. ver- und entfestigend – "Kappe-Kegel"
Modell C	lin. elast.	lin. elast – ideal plast. Fließbed. nach Mohr-Coulomb	lin. elast – plast. ver- und entfestigend – "Cam-Clay"

5.2 Rückrechnung der Versuche

Im Folgenden wird zur Validierung der numerischen Modelle geprüft, ob die als maßgeblich identifizierten Tragmechanismen abgebildet werden können und ein realitätsnahes Bild des Last-Verformungsverhaltens von Gruppen von Rüttelstopfsäulen geliefert wird. Weiterhin sollen Rückrechnungen von Modell- und in situ-Versuchen die Tauglichkeit der Modelle in qualitativer und quantitativer Hinsicht zeigen. Schließlich dienen Vergleiche mit den Ergebnissen analytischer Lösungen der Gegenüberstellung mit dem Stand der Technik bei der Berechnung von Baugrundverbesserungen nach dem Rüttelstopfverfahren.

5.2.1 Abbildung der Trag- und Verformungsmechanismen

Zunächst wird das Spannungs- und Verformungsverhalten einer einzelnen Säule simuliert, die über ein Fundament belastet wird (vgl. Bild 111). Die Modellierung erfolgt im rotationssymmetrischen Spannungszustand mit der Stoffgesetzkombination Modell A (vgl. Tabelle 28). Die Abmessungen des Berechnungsausschnittes T und A wurden nach Parameterstudien so festgelegt, dass eine Beeinflussung des Last-Verformungsverhaltens durch Interaktion mit der Berandung minimiert wird.

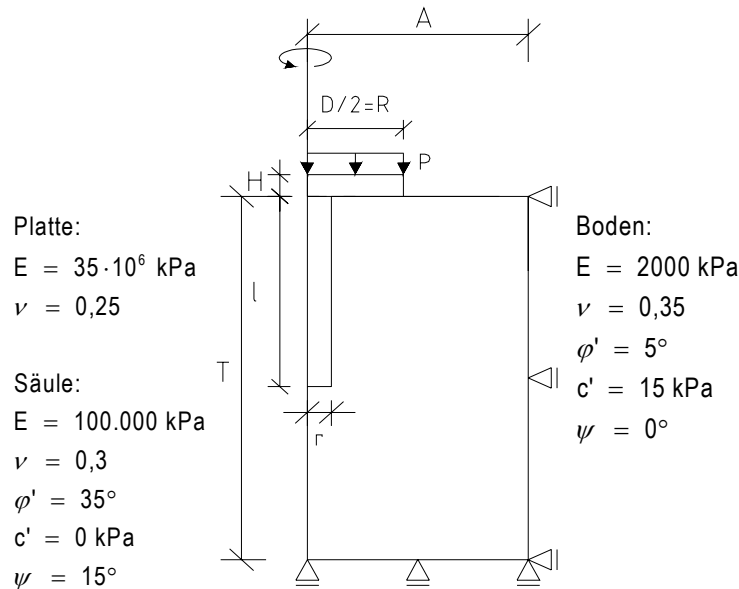


Bild 111: Geometrie und Materialparameter der Einzelsäule.

In Bild 112 sind das in einer numerischen Berechnung mit inkrementeller Verschiebung der Fundamentplatte ermittelte Last-Verschiebungsdiagramm normiert mit dem Fundamentdurchmesser D und der errechneten Maximalbeanspruchung $p_{\max} = 150 \text{ kPa}$ sowie die Umfangsvergrößerung der Säulen bei 80% der maximalen Belastung normiert mit dem Ausgangsumfang $U_0 = 2 \cdot \pi \cdot r$ dargestellt.

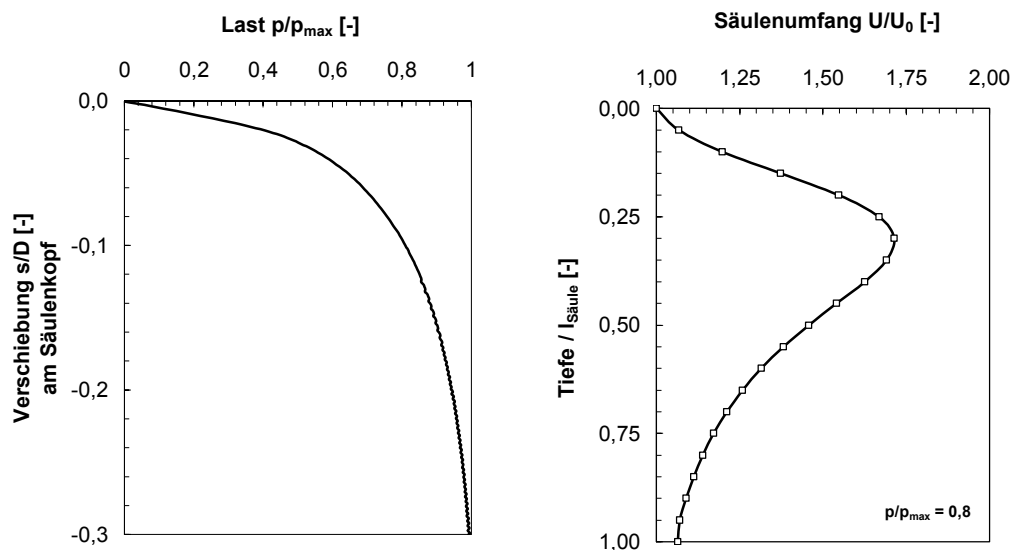


Bild 112: Last-Verschiebungsdiagramm und Umfangsvergrößerung der Säule.

Bei Verschiebungen von etwa 10% des Fundamentdurchmessers sind 80% der Maximallast erreicht. Etwa ab diesem Verschiebungsweg zeigen sich numerische Ungenauigkeiten in Form von Oszillationen im Verlauf der Last-Setzungslinie. Interpretationen sollten, ähnlich wie bei den Modellversuchen, nur bis zu Verformungsbeträgen durchgeführt werden, die in etwa dieser Größenordnung entsprechen. Die maximale Ausbauchung tritt in einer Tiefe

zwischen 30 % und 35 % der Säulenlänge auf, was in diesem Falle etwa dem 1,75-fachen des Säulendurchmessers entspricht. Die Tiefenlage der maximalen Ausbauchung ist jedoch auch vom Durchmesser der Fundamentplatte abhängig. Bild 113 links zeigt die Bereiche der Säule, in denen das Bruchkriterium durch Überschreiten der Scherfestigkeit erreicht ist, das Säulenmaterial also in den plastischen Zustand übergegangen ist.

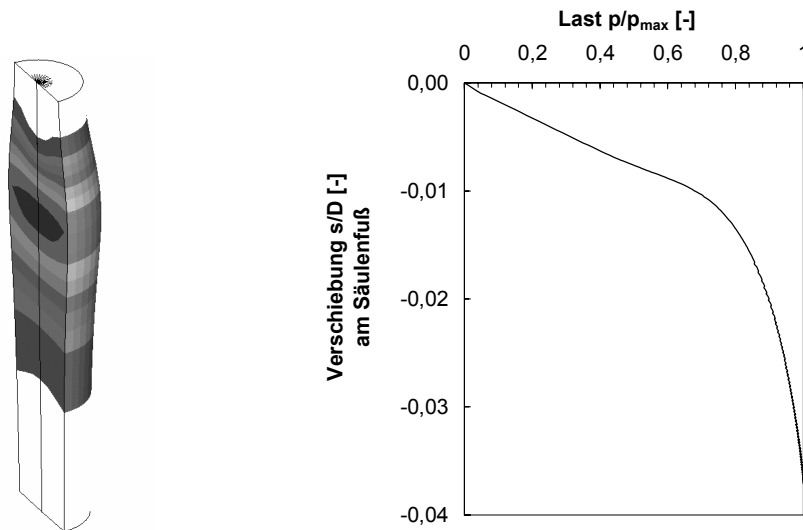


Bild 113: Plastifizierungen im Säulenmaterial und Verschiebung des Säulenfußes.

In Bild 113 rechts wird die Last-Verschiebungskurve des Säulenfußes gezeigt. Durch den Vergleich mit Bild 112 wird deutlich, dass die Verschiebungen nur etwa 10% der Kopfverschiebungen betragen.

Damit sind die drei maßgeblichen Tragmechanismen Ausbauchen, Abscheren und Verschiebung des Säulenfußes im numerischen Modell identifiziert. Es wird deutlich, dass die Modellierung keine Abbildung von Scherbändern zulässt. Vielmehr wird der Scherbruch durch die Ausbildung plastischer Zonen im oberen Bereich des Säulenmaterials abgebildet.

Weiterhin wird geprüft, wie die Parameter des Drucker-Pragerschen Bruchkriteriums zu wählen sind, um für die im Falle der Rüttelstopfsäulen vorliegenden Mechanismen das Mohr-Coulombsche Bruchkriterium anzunähern. In Bild 114 sind die Last-Verschiebungsdiagramme der Simulationen der Belastung einer Gruppe von Schottersäulen mit unterschiedlichen Bruchkriterien (vgl. Tabelle 27) gegenübergestellt. Das Last-Verformungsverhalten einer Gruppe von Rüttelstopfsäulen bei Verwendung des Mohr-Coulombschen Bruchkriteriums wird am besten mit den Parametern des Drucker-Prager Kompressionskegels angenähert. Der Haupttragmechanismus ist die Lastkonzentration in den Säulen, die darauf mit Ausbauchen reagieren. Diesem Ausbauchen wird vom umgebenden Boden Widerstand geleistet. Eine solche Beanspruchung der Säule gleicht der Situation eines Kompressionsversuchs in der Triaxialzelle. So ist die Verwendung des Kompressionskegels auch anschaulich erklärbar.

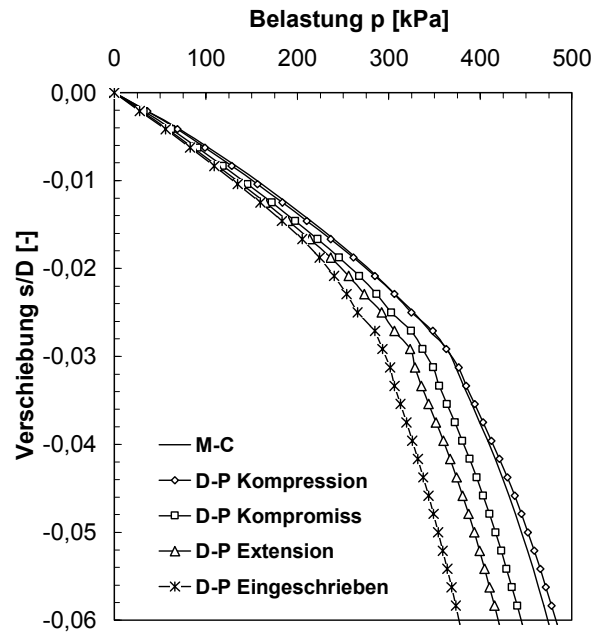


Bild 114: Vergleich unterschiedlicher Drucker-Prager (D-P) Parameter mit dem Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb (M-C).

Zur vertieften Betrachtung der Lastabtragungsmechanismen der Einzelsäule werden in Anhang F weitere Berechnungsergebnisse vorgestellt. Dort sind auch Berechnungen zur Abgrenzung des Verhaltens einer Rüttelstopfsäule gegenüber höherfesten Säulen und Pfählen gezeigt. Die numerischen Untersuchungen an der Einzelsäule, die über eine Fundamentplatte belastet wird, haben gezeigt, dass das Last-Verformungsverhalten im Gebrauchslastbereich hauptsächlich vom Anteil der Säulenquerschnittsfläche an der Fundamentfläche A_S/A_F und von der Festigkeit des Säulenmaterials beeinflusst wird. Die Größe der Grenzlaster hingegen wird neben dem Flächenverhältnis hauptsächlich von der seitlichen Stützung durch den umgebenden Boden bestimmt.

5.2.2 Rückrechnung der Modellversuche – Räumliche Effekte

Zur Validierung der numerischen Modelle werden die in Kapitel 3 vorgestellten Modellversuche nachgerechnet. Dabei kommt die stoffliche Modellierung nach Modell A (vgl. Tabelle 28) mit den Parametern des Drucker-Prager Kompressionskegels zum Einsatz. Zunächst werden die Versuche ohne Säulen und mit einer Säule im rotationssymmetrischen Spannungszustand simuliert. Dabei wird das quadratische Fundament in ein flächengleiches Kreisfundament überführt. Bild 115 zeigt die Geometrie und die angesetzten Parameter. Die Belastung wird schrittweise in insgesamt 200 Schritten à 1 kPa aufgebracht.

Die Parameter sind in Anlehnung an HU (1995) bzw. LEE und PANDE (1998) gewählt, die ebenfalls numerische Simulationen der Glasgower Modellversuche beschreiben. Ein Vergleich der Ergebnisse ist jedoch nicht möglich, da die Autoren einen Homogenisierungs-

ansatz für das Verhalten der Säulen im Boden verwenden und keine genauen Angaben über die modellierte Geometrie machen.

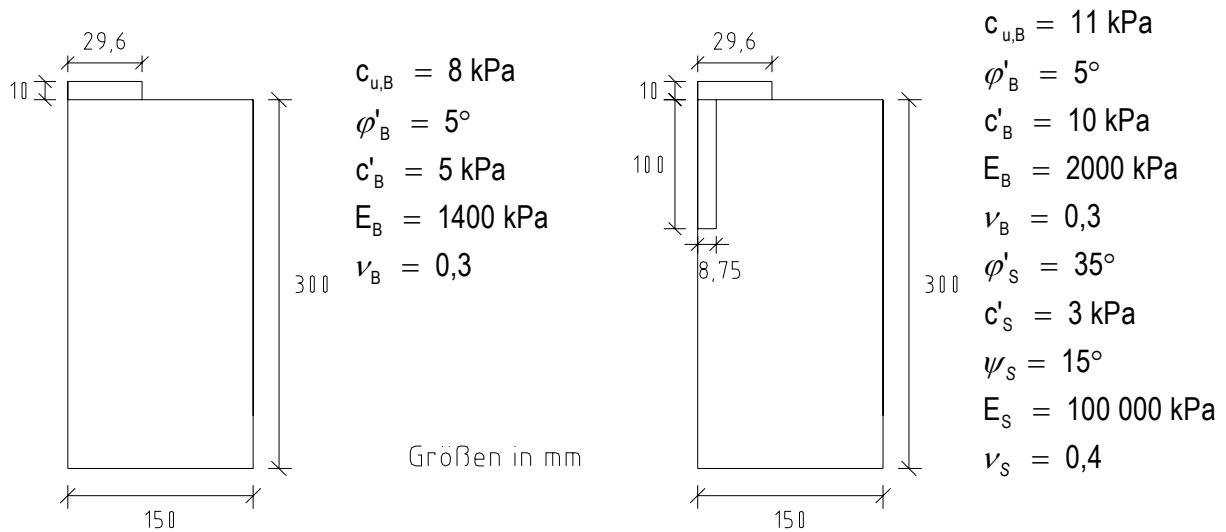


Bild 115: Geometrie- und Materialparameter der Modellversuche.

Bild 116 zeigt die mit dem numerischen Modell ermittelten Last-Verschiebungsdiagramme und die Versuchsergebnisse normiert mit dem äquivalenten Plattendurchmesser D . Bis zu einem Verschiebungsbetrag von $s/D = 0,1$ wird die Arbeitslinie des Versuchs durch die numerische Berechnung gut approximiert.

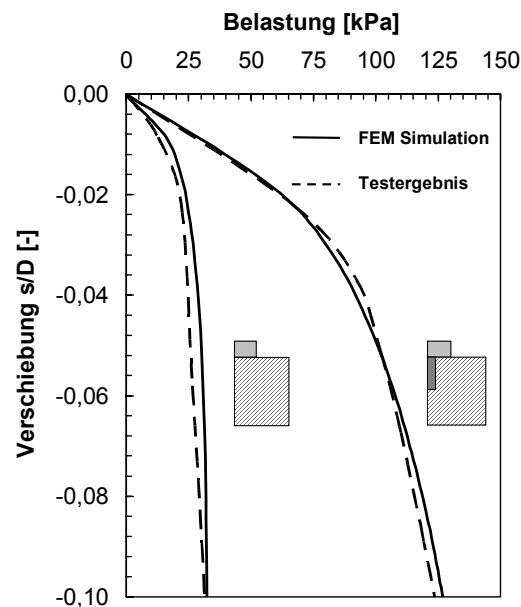


Bild 116: Last-Verschiebungsdiagramm der Versuche ohne und mit einer Säule.

In Bild 117 sind die Last-Verschiebungsdiagramme für die Tests mit einer und vier Säulen gezeigt. Die numerische Modellierung erfolgt hier im dreidimensionalen Kontinuum. Die Materialparameter bleiben wie in Bild 115 rechts gezeigt, die Säulen haben eine Länge von

100 mm und einen Durchmesser von 17,5 mm, während das quadratische Fundament eine Seitenlänge von $B = 62$ mm aufweist. Bei der Simulation werden die Symmetrieebenen des Systems genutzt, so dass nur ein Achtelausschnitt aus dem System mit insgesamt 3264 Elementen modelliert wird.

Der Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Messungen erfolgt in Bild 117 rechts. Wie in Kapitel 3.3 beschrieben variieren die Festigkeiten des Versuchstones im Modellversuch, so dass eine Normierung der Belastung mit der undrainierten Scherfestigkeit $p^* = c_u$ erfolgt. Da die Berechnungen jedoch mit drainierten Parametern durchgeführt werden, erfolgt die Normierung der Berechnungsergebnisse mit der Vergleichslast von $p^* = 50$ kPa, was etwa der im Anschluss an die Konsolidationsphase und die folgende Entlastung im Boden verbliebenen Vertikalspannung entspricht. Diese Annahme ermöglicht einen Vergleich der Setzungsverbesserungswerte β für unterschiedliche Belastungen.

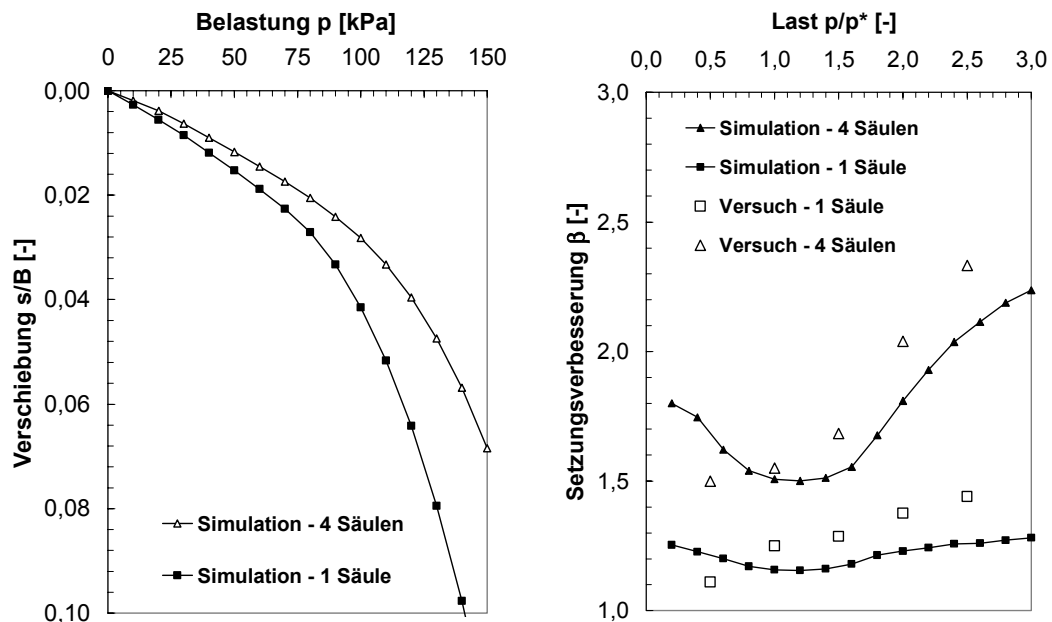


Bild 117: Last-Verschiebungsdiagramm und Setzungsverbesserungswerte der Versuche mit einer und mit vier Säulen.

Die im numerischen Modell ermittelten Setzungsverbesserungsfaktoren von $\beta = 1,2$ bis $1,3$ für die Einzelsäule mit $A_S/A_F = 0,09$ und $\beta = 1,5$ bis $2,2$ für die Vierergruppe mit $A_S/A_F = 0,37$ sind abhängig von der aufgetragenen Belastung. Dabei lassen sich drei charakteristische Bereiche unterscheiden. In geringen Belastungsbereichen reduziert sich die Setzungsverbesserung β von einem Startwert zunächst, bevor sie einen etwa konstanten Wert annimmt. Der darauf folgende Anstieg ist auf das Erreichen der Bruchlast des Versuchs ohne Verbesserung zurückzuführen. Die Beträge der Setzungsverbesserung stimmen gut mit den Versuchsergebnissen überein, wobei die vorne genannte Einschränkung hinsichtlich der Vergleichbarkeit der Belastungsniveaus gilt. Da die Ermittlung der Setzungsverbes-

serung β im Versuch durch einen Vergleich mit den Versuchsergebnissen ohne Säulen und in der Berechnung durch einen Vergleich mit den Rechenergebnissen ohne Säulen erfolgt, ist die Konsistenz der Ergebnisse jedoch gewährleistet.

In Bild 118 ist ein Vergleich der verformten Geometrien des numerischen Modells mit den ausgegrabenen Modellabgüssen gezeigt. Je dunkler die Schattierung, desto größer ist die vertikale Verschiebung im numerischen Modell. Die qualitative Ähnlichkeit der Verformungsbilder wird sehr deutlich.

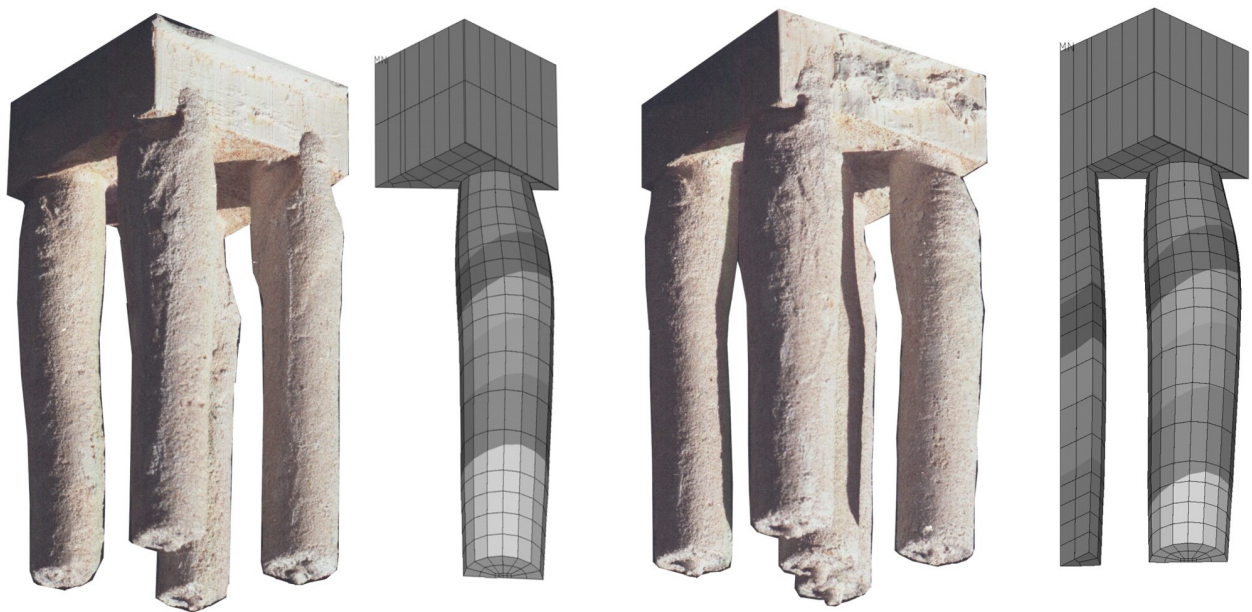


Bild 118: Verformungsbilder und Modellabgüsse für die Versuche mit vier und mit fünf Säulen.

In Bild 119 ist die quantitative Auswertung der Verformungen in unterschiedlichen Achsen gezeigt. Dabei ist u die Verschiebung von der Ausgangslage in der angegebenen Schnittebene. Die Ausbauchung der Mittelsäule fällt aufgrund der Interaktion mit den Ecksäulen in der Anordnung mit fünf Säulen geringer aus als die der einzelnen Säule unter der Fundamentplatte. Aus den Diagrammen ergibt sich eine maximale Durchmesserergrößerung von 21% in einer Tiefe von $0,3 \cdot l$ bzw. $1,7 \cdot d_s$ bei der Ecksäule der Fünfergruppe und etwa 16% in einer Tiefe von $0,4 \cdot l$ bzw. $2,3 \cdot d_s$ bei der Mittelsäule. Dies entspricht einer maximalen Querschnittsvergrößerung von $1,46 \cdot A_s$ für die Ecksäule und $1,34 \cdot A_s$ für die Mittelsäule. Diese Werte korrespondieren gut mit den Messwerten aus Tabelle 7 in Kapitel 3.4.2.

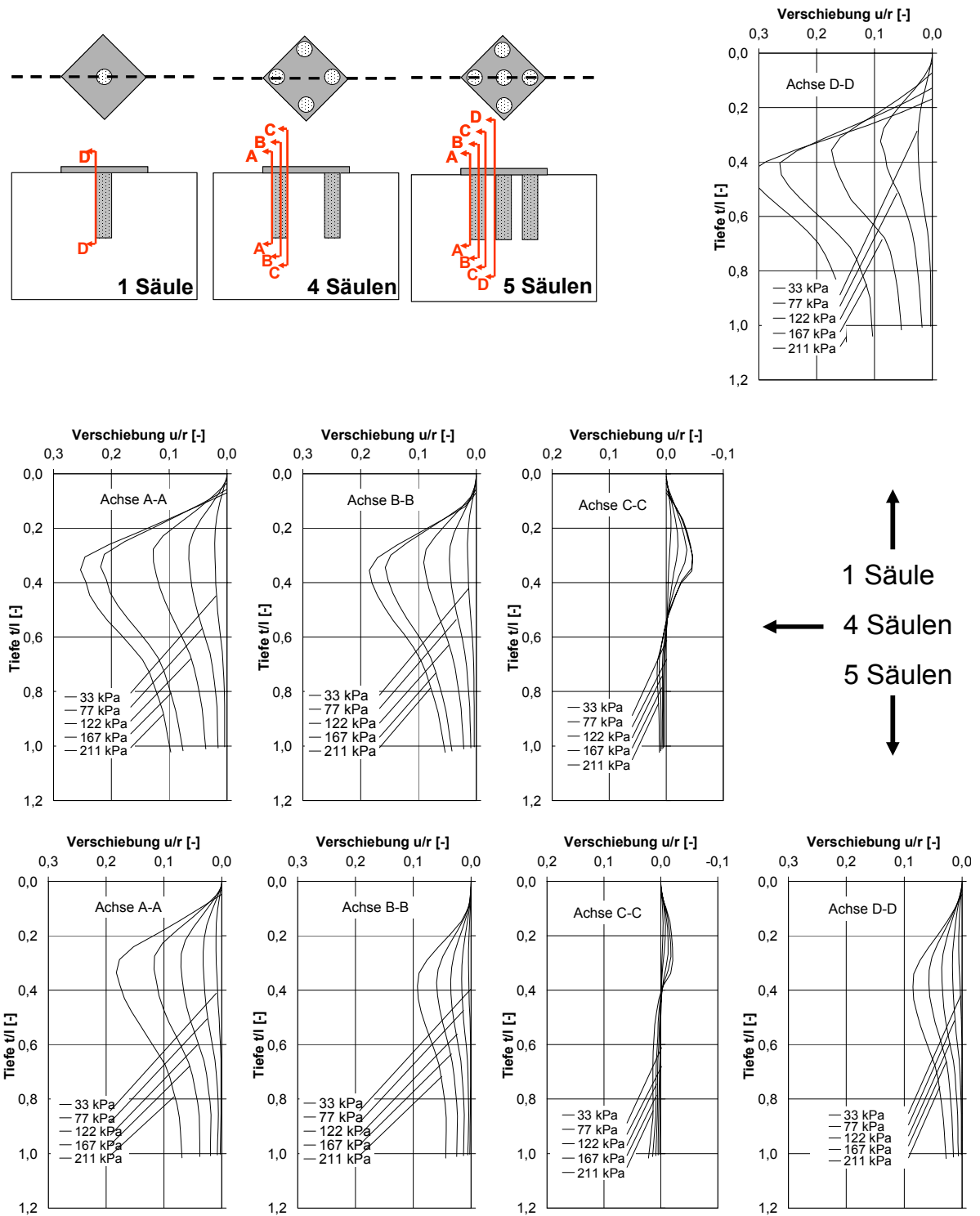


Bild 119: Verschiebung der Säulenachsen und -ränder.

Bild 120 zeigt die totalen Volumendehnungen $\varepsilon_{\text{tot},v}$ für die Modellierungen mit vier bzw. fünf Säulen. Aus der Summation der daraus ermittelten Volumenänderungen der einzelnen Elemente ergibt sich eine Volumenvergrößerung der Säulengruppe auf 109% für die Anordnung von vier Säulen und 107% für die Anordnung von fünf Säulen. Auch dieses Berechnungsergebnis stimmt gut mit den im Versuch bestimmten Volumenvergrößerungen auf 109% überein.

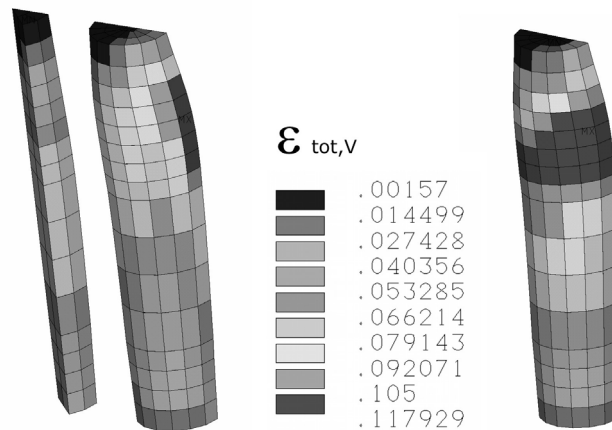


Bild 120: Totale Volumendehnungen in der numerischen Berechnung.

In Bild 121 sind die Spannungskonzentrationswerte $n = \sigma_{\text{Säulen}} / \sigma_{\text{Boden}}$ ausgewertet. Die Spannungskonzentration geht mit steigender Belastung und steigendem Verschiebungsweg von anfänglich Werten zwischen $n = 6,5$ bis $8,5$ auf Werte von $n = 3$ bis 4 zurück. Dabei führt die Anordnung einer fünften Säule in der Mitte zu einer Reduktion der Spannungskonzentration, was in dem Verhältnis aus Spannungen in der Mittelsäule zu Spannungen in der Ecksäule von $0,7$ bis $0,9$ begründet ist (vgl. Bild 121 Mitte). Dieses Verhalten ist jedoch stark von der Steifigkeit der Fundamentplatte abhängig, wie spätere Untersuchungen zeigen werden. Der Vergleich mit den Messwerten in Bild 121 rechts zeigt, dass die Spannungskonzentrationen auf den Säulen im Versuch geringer ausfallen. Dies wurde bereits in Kapitel 3 erläutert und ist mit der Wegsteuerung der Belastung im Modellversuch zu begründen, die dazu führt, dass die Belastung nicht vollständig auf die Säulen umgelagert wird. Weiterhin ist die Abhängigkeit der Spannungskonzentration von der Belastung bzw. vom Verschiebungsweg im Modellversuch nicht so deutlich zu erkennen.

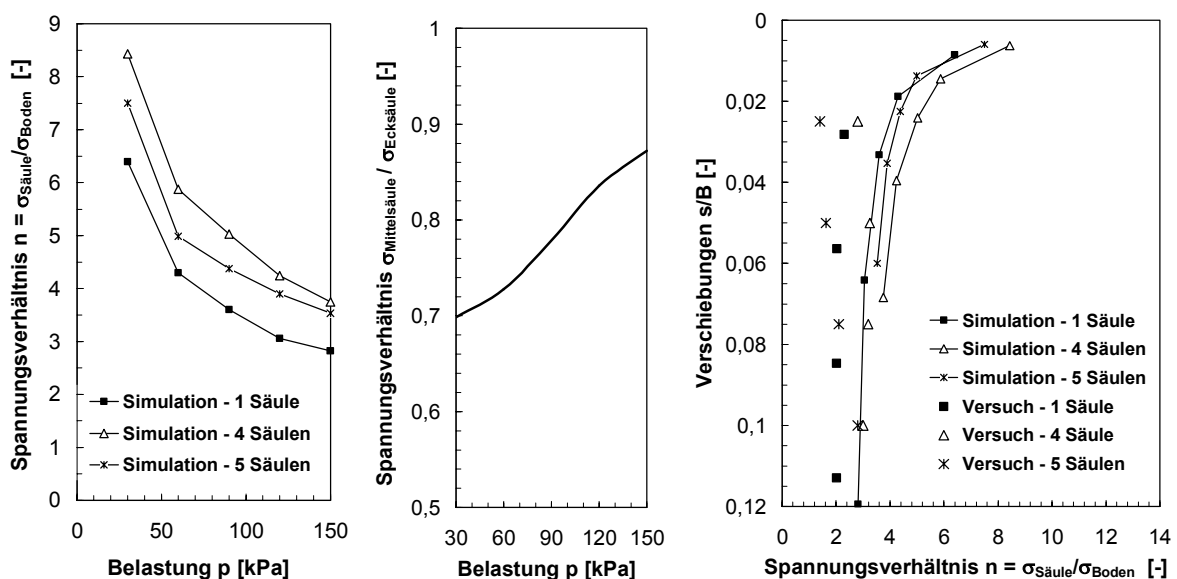


Bild 121: Spannungskonzentration n .

Die Simulation der Modellversuche hat gezeigt, dass die qualitativen Zusammenhänge im numerischen Modell richtig abgebildet werden. Auch der quantitative Vergleich zeigt eine gute Übereinstimmung sowohl bei den Verformungen als auch bei den Spannungskonzentrationen. Die Setzungsverbesserungen nehmen im Versuch und im numerischen Modell gleiche Beträge an, wobei der Vergleich der Beanspruchungsniveaus aufgrund der Streuung der Scherfestigkeiten des Versuchsmaterials nicht direkt möglich ist.

5.2.3 Berücksichtigung der Herstellungseinflüsse auf der Grundlage der in situ Messungen

Zur Berücksichtigung des Einflusses der Säulenherstellung auf den umgebenden Boden im numerischen Modell werden Analogien verwendet, die zwar die physikalischen Vorgänge nicht exakt wiedergeben, aber die für das Tragverhalten der Säulengruppe maßgeblichen Effekte abbilden. Einerseits ist dies die Steifigkeitserhöhung infolge der Herstellung der Säulengruppe in der Verbesserungszone. Andererseits wird die Horizontalspannungserhöhung im Untergrund durch die Analogie der statischen Hohlraumverengung abgebildet.

In einer Verbesserungszone um die Säulengruppe herum ist im numerischen Modell optional die Erhöhung der Steifigkeit um den Faktor f vorgesehen. Bild 122 zeigt einen Schnitt durch das Elementnetz mit der Verbesserungszone, die in einem Abstand zwischen b_1 und b_2 von der Achse der äußersten Säule der Säulengruppe von der Geländeoberkante bis in die Tiefe der Säulenfüße definiert ist.

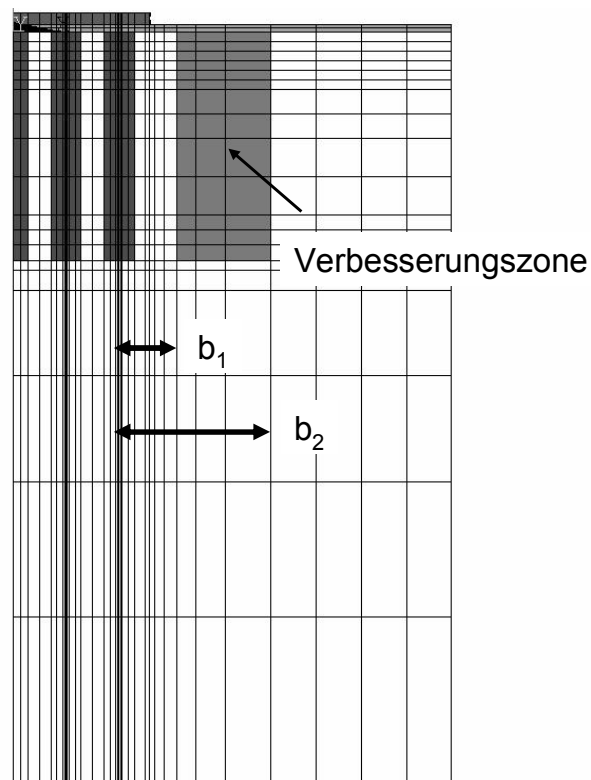


Bild 122: Verbesserungszone um die Säulengruppe.

In Bild 124 ist der Einfluss einer Steifigkeitserhöhung um den Faktor $f = 1,33$ bis $f = 3$ in der Verbesserungszone mit $b_1 = 1,6$ m und $b_2 = 4,0$ m abgebildet. Die entsprechend der Verhältnisse im Probefeld A angesetzten Geometrie- und Materialparameter sind in Bild 123 gezeigt. Im linken Diagramm von Bild 124 sind die Last-Verschiebungsdiagramme für unterschiedliche Steifigkeitserhöhungen in der Verbesserungszone gegenüber einer Gründung ohne Schottersäulen gezeigt, während das rechte Diagramm die Setzungsverbesserung β veranschaulicht. In Bild 125 ist daraus die zusätzliche Setzungsverbesserung β^* infolge der Berücksichtigung der Steifigkeitserhöhung in der Verbesserungszone errechnet. Dabei gilt:

$$\beta = \frac{s_{\text{ohne Säulen}}}{s_{\text{mit Säulen}}} ; \quad \beta^* = \frac{s_{\text{mit Säulen}}(f=0)}{s_{\text{mit Säulen}}(f>0)} . \quad (69)$$

Die Steifigkeitserhöhung in der Verbesserungszone reduziert die Setzungen zusätzlich um maximal 18 %, wenn die Abmessungen und Steifigkeitserhöhungen in der Verbesserungszone in der Größenordnung der in Probefeld A und B (vgl. Kapitel 4.3) ermittelten Werte liegen. Dort wurden Steifigkeitserhöhungen maximal um den Faktor $f = 2$ in einem Bereich von $b_1 = 2 \cdot d_s$ bis $b_2 = 5 \cdot d_s$ gemessen.

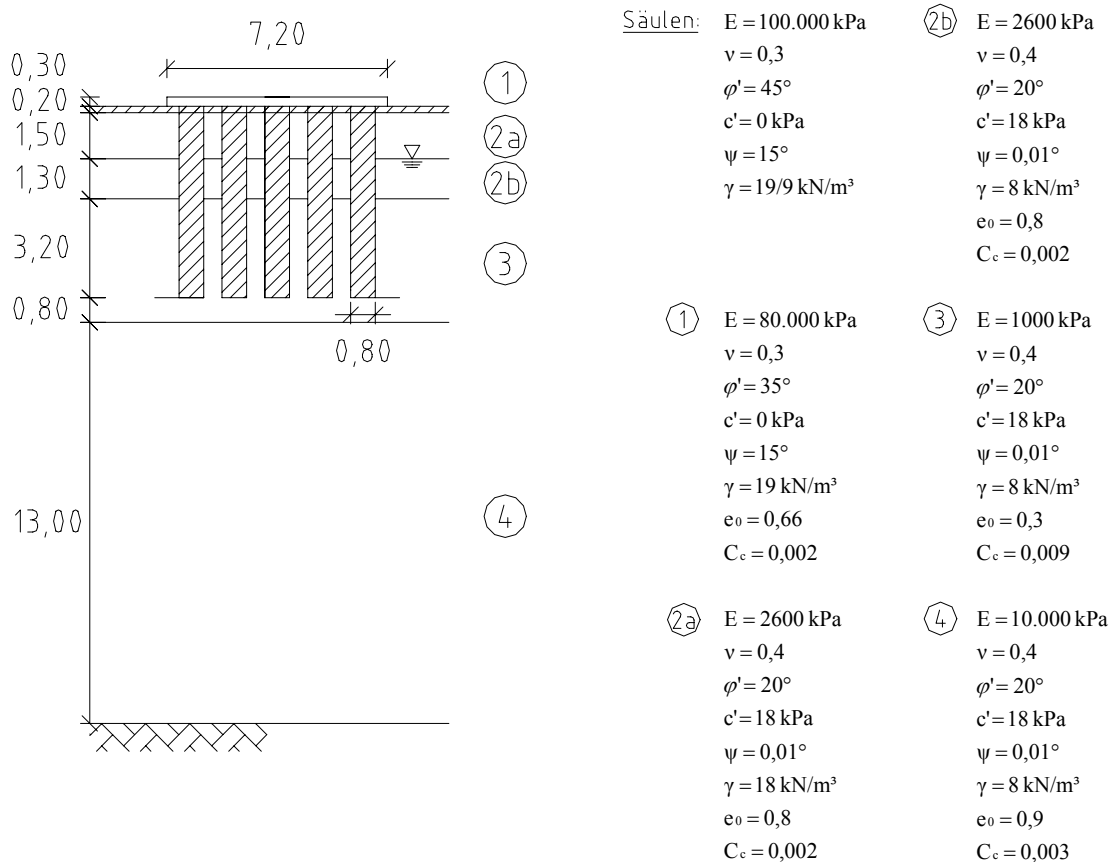


Bild 123: Angesetzte Geometrie- und Materialparameter (Probefeld A).

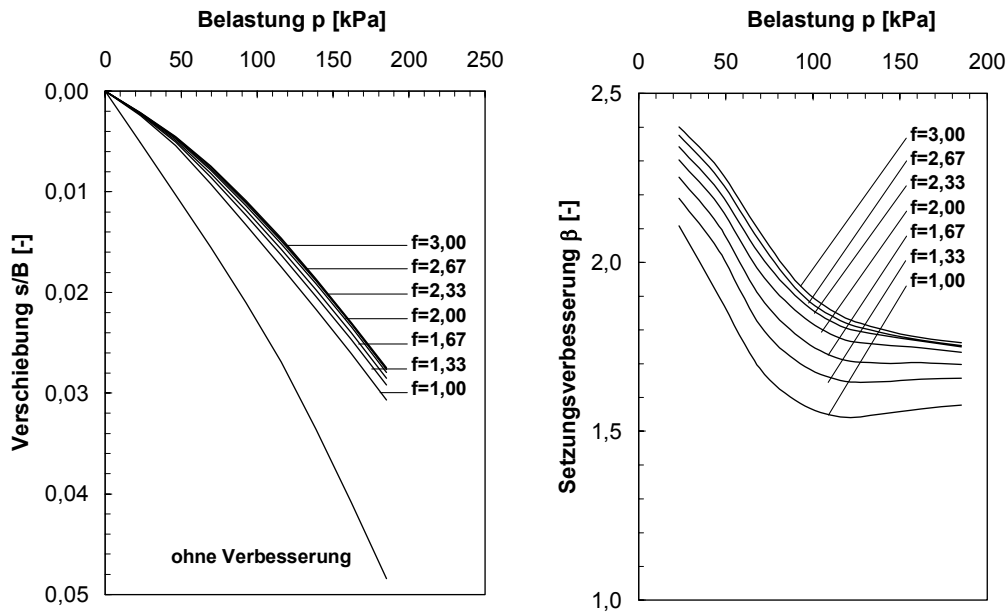


Bild 124: Last-Verschiebungsdiagramm und Setzungsverbesserung β infolge Berücksichtigung der Steifigkeitserhöhung in der Verbesserungszone.

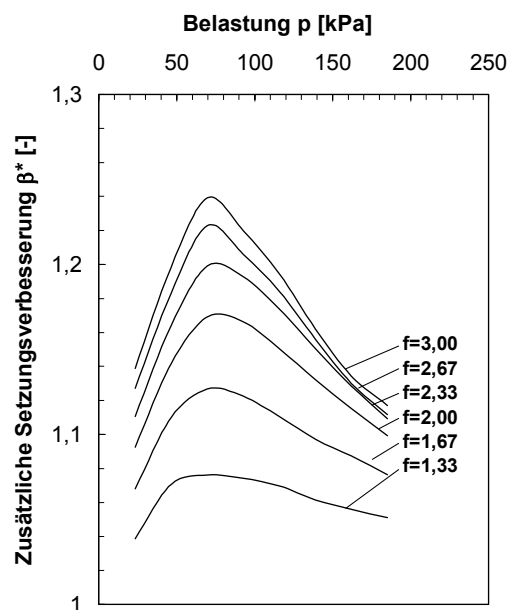


Bild 125: Zusätzliche Setzungsverbesserung β^* infolge Berücksichtigung der Steifigkeitserhöhung in der Verbesserungszone.

Die Berücksichtigung der Spannungserhöhungen im Boden infolge der Säulenherstellung erfolgt durch die Aufweitung des Säulenradius von einem fiktiven Anfangs- bis auf den Endradius. Parameterstudien dienen der Ermittlung der erforderlichen Aufweitungsbeträge. Dabei werden die Geometrie- und Materialparameter wie in Probefeld A (vgl. Bild 123) gewählt, um einen Vergleich mit den Messwerten zu ermöglichen. In Bild 126 sind die Verspannungsfaktoren, also die Erhöhungen des Seitendruckverhältnisses infolge unter-

schiedlicher Radiusaufweitungsbeträgen zwischen $0,02 \cdot r_s$ und $0,08 \cdot r_s$ mit dem Säulenradius $r_s = 40$ cm, für die zwei Tiefen $t = 0,3 \cdot l$ und $t = 0,8 \cdot l$ gezeigt.

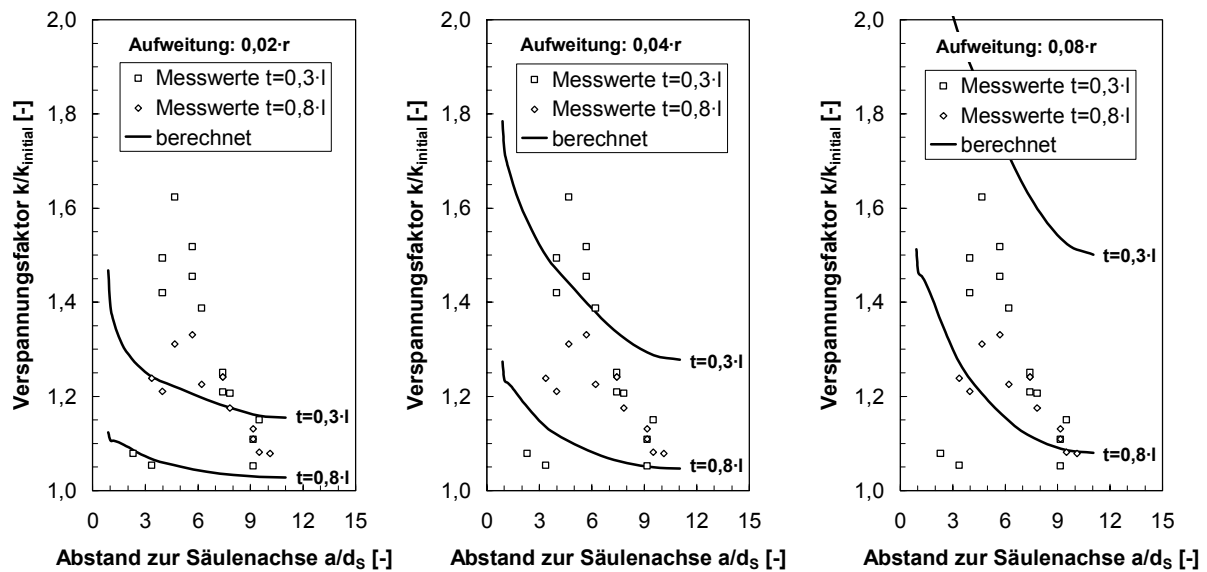


Bild 126: Verspannungsfaktoren bei unterschiedlichen Aufweitungsbeträgen.

Der Vergleich mit den in Bild 126 ebenfalls angegebenen Messwerten aus Probefeld A, Messfeld 1 ($t = 0,3 \cdot l$) und 2 ($t = 0,8 \cdot l$) zeigt, dass die Simulation der Herstellung in Bezug auf die Spannungserhöhung am besten mit dem Analogieschluss einer Radiusaufweitung von ca. $0,04 \cdot r_s$, also in diesem Falle von 1,6 cm, angenähert wird. In Bild 127 sind die Last-Verschiebungsdiagramme und die entsprechenden Setzungsverbesserungen für die unterschiedlichen Aufweitungsbeträge dargestellt.

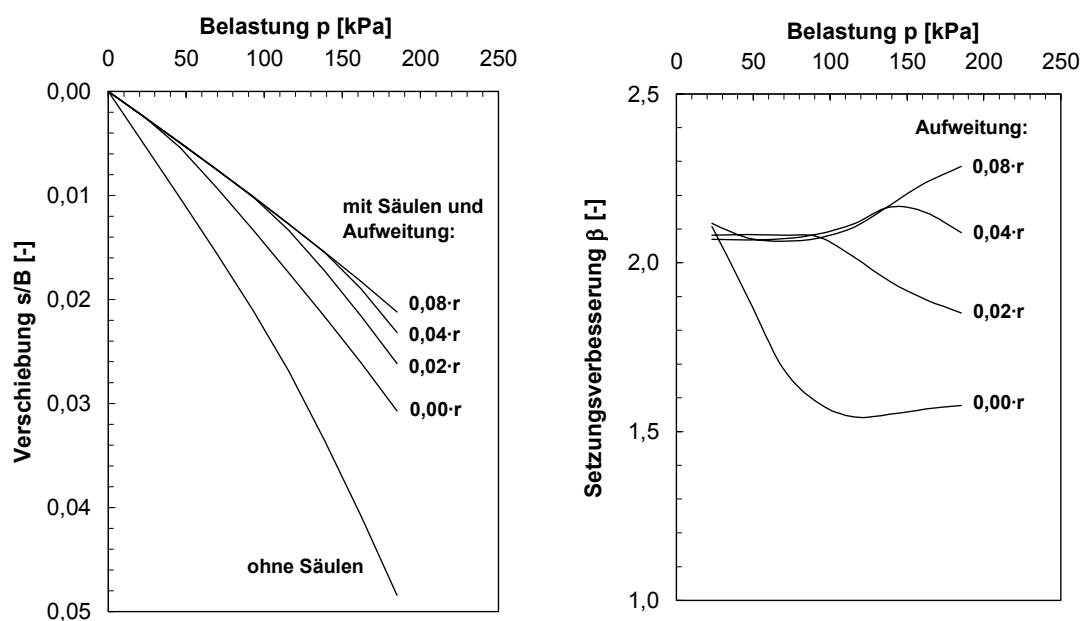


Bild 127: Last-Verschiebungsdiagramm und Setzungsverbesserung β infolge unterschiedlicher Aufweitungsbeträge.

Aus Bild 128 lässt sich ablesen, dass die Radiusaufweitung von $0,04 \cdot r_s$ für eine zusätzliche Setzungsverbesserung β^* maximal um den Faktor 1,4 im Vergleich zu einer Berechnung ohne Berücksichtigung der Herstellungseinflüsse sorgt. Der Abfall im Graph der zusätzlichen Setzungsverbesserung bei etwa 100 kPa für die Aufweitung um $0,02 \cdot r$ bzw. bei etwa 140 kPa für die Aufweitung von $0,04 \cdot r$ markiert das Einschwenken des Last-Verschiebungsdiagramms auf die Neigung der Kurve ohne Radiusaufweitung in Bild 127.

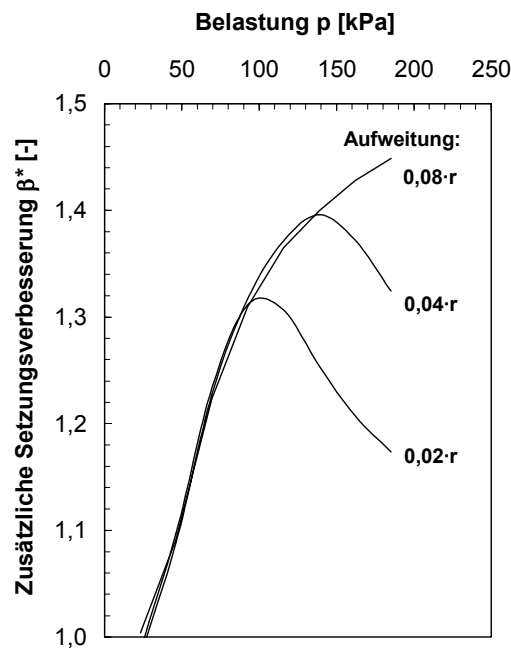


Bild 128: Zusätzliche Setzungsverbesserung β^* infolge unterschiedlicher Aufweitungsbeträge.

In Bild 129 links wird die Last-Verschiebungslinie für die Belastung der Säulengruppe im Probefeld A Messfeld 1 gezeigt, wobei Simulationen mit und ohne Berücksichtigung der Herstellungseinflüsse auf den umgebenden Boden sowie die Berechnungsergebnisse ohne Baugrundverbesserung gegenübergestellt werden. Bild 129 rechts zeigt die daraus ermittelten Setzungsverbesserungen β . Die Herstellungssimulation besteht aus den drei Teilschritten Radiusaufweitung um $0,04 \cdot r_s = 1,6$ cm, Steifigkeitserhöhung in der Verbesserungszone mit $b_1 = 2 \cdot d_s = 1,6$ m, $b_2 = 5 \cdot d_s = 4,0$ m, $f = 2,0$ und Aktivierung des Säulenmaterials.

Die Berücksichtigung der Steifigkeitserhöhung in der Verbesserungszone und der Verspannung im umgebenden Boden infolge der Säulenherstellung bedingt in bestimmten Böden eine zusätzliche Reduktion der Setzungen gegenüber den Setzungen ohne Herstellungssimulation.

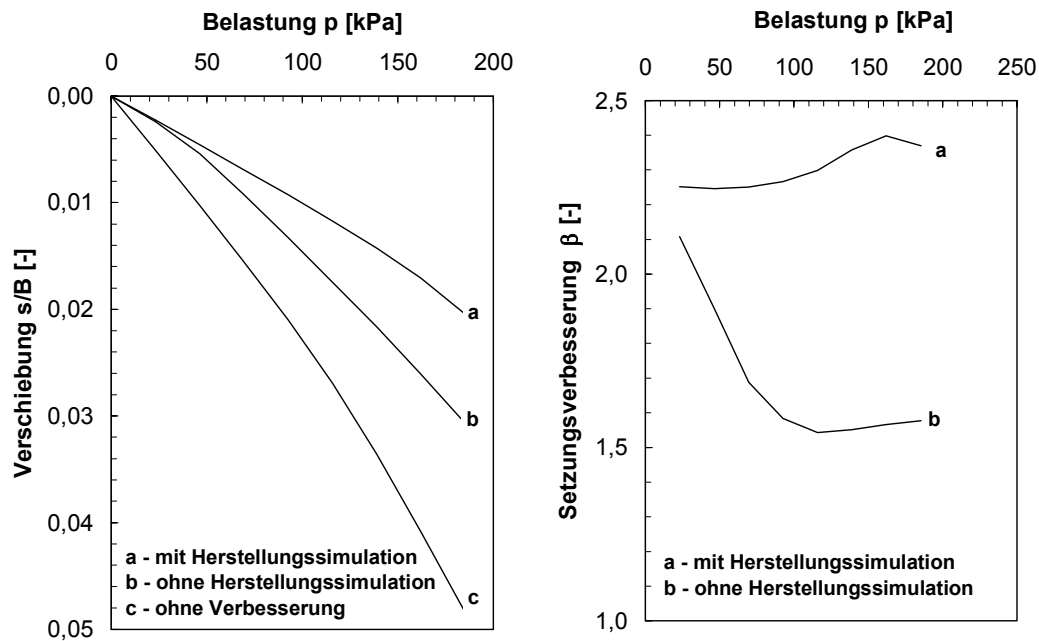


Bild 129: Last-Verschiebungsdiagramm und Setzungsverbesserung β mit und ohne Simulation der Herstellung.

5.2.4 Rückrechnung der in situ Belastung in Probefeld C

Die Rückrechnung der in situ Messungen erfolgt zur Validierung der numerischen Modelle. Die kontinuumsmechanische Modellierung komplexer Gründungskonstruktionen muss hinsichtlich der geometrischen und bauablauftechnischen Idealisierung eine hohe Abbildungsqualität besitzen. Dies wird z. B. von KATZENBACH, MOHRMANN und REUL (1999) für die Modellierung von kombinierten Pfahl-Plattengründungen gezeigt und muss auch für die Modellierung von Gruppen von Baugrundverbesserungssäulen gelten. Aus diesem Grund wird die intensiv instrumentierte Probelastung in Probefeld C (vgl. Kapitel 4.4.1) zur Kalibrierung der numerischen Modelle herangezogen.

5.2.4.1 Numerisches Modell

Um die tatsächlichen Gegebenheiten in das Berechnungsmodell zu überführen sind Idealisierungen erforderlich. Die Geometrie und Baugrundparameter der Probelastung in Probefeld C sind ausführlich in Kapitel 4.4.1 beschrieben. Die Idealisierungen bezüglich der Herstellungseinflüsse erfolgen auf der Grundlage der in Kapitel 5.1.5 erläuterten Analogien. Die Materialeigenschaften der Säule und des Bodens werden nicht-linear unter Verwendung der in Kapitel 5.1.6 vorgestellten unterschiedlichen Stoffgesetz-Kombinationen angesetzt. Die Fundamentplatte wird mit ihrer tatsächlichen Steifigkeit im numerischen Modell berücksichtigt. Dies führt zu großen Spannungsgradienten im Rand- und Eckbereich der Fundamentplatte, die dort eine höhere Netzdichte erforderlich machen. Die Widerlagerkonstruktion ist leicht erhöht auf Betonquadern gegründet, die im numerischen Modell als schlaaffe Last idealisiert werden, was aufgrund der Beweglichkeit der einzelnen Quader

untereinander als gültige Näherung angesehen wird. Die Gesamtstruktur weist zwei Symmetrieebenen auf, so dass das System auf einen Viertelausschnitt reduziert werden kann. Die Abstände der Struktur von den Systemrändern wurden nach Parameterstudien festgelegt, um eine Beeinflussung der Ergebnisse durch die Wahl des Berechnungsausschnittes zu minimieren. Die Struktur und das verwendete Elementnetz sind in Bild 130 gezeigt. Insgesamt weist das System 10362 Elemente mit 62244 Freiheitsgraden auf. Bild 131 zeigt einen Schnitt durch den Untergrund mit der Zuordnung der entsprechenden Baugrundsichtung und dem Ergebnis einer der vor Ort durchgeführten Drucksondierungen.

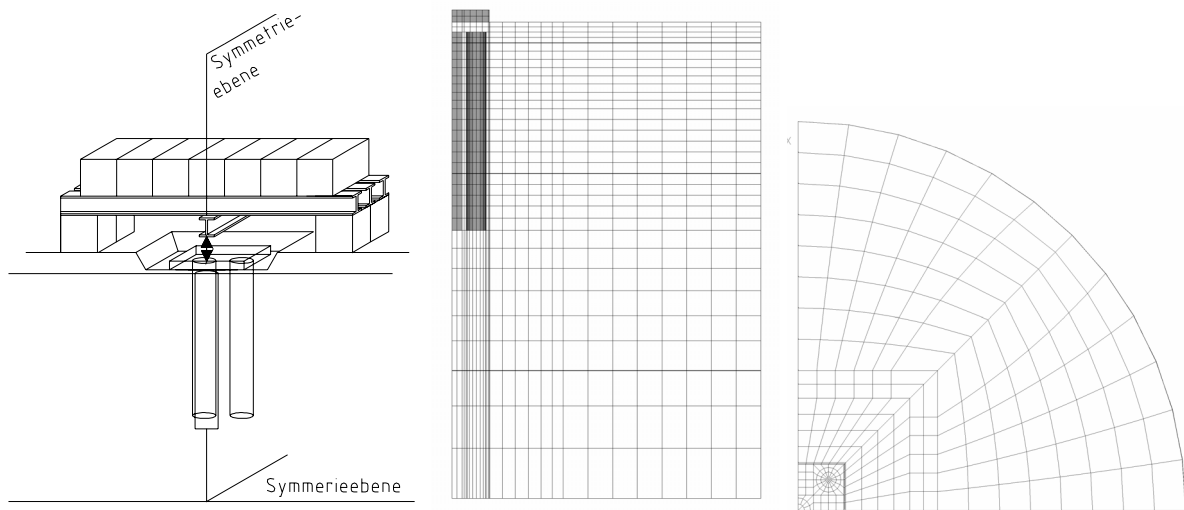


Bild 130: Struktur, FE-Netz – Schnitt und Aufsicht.

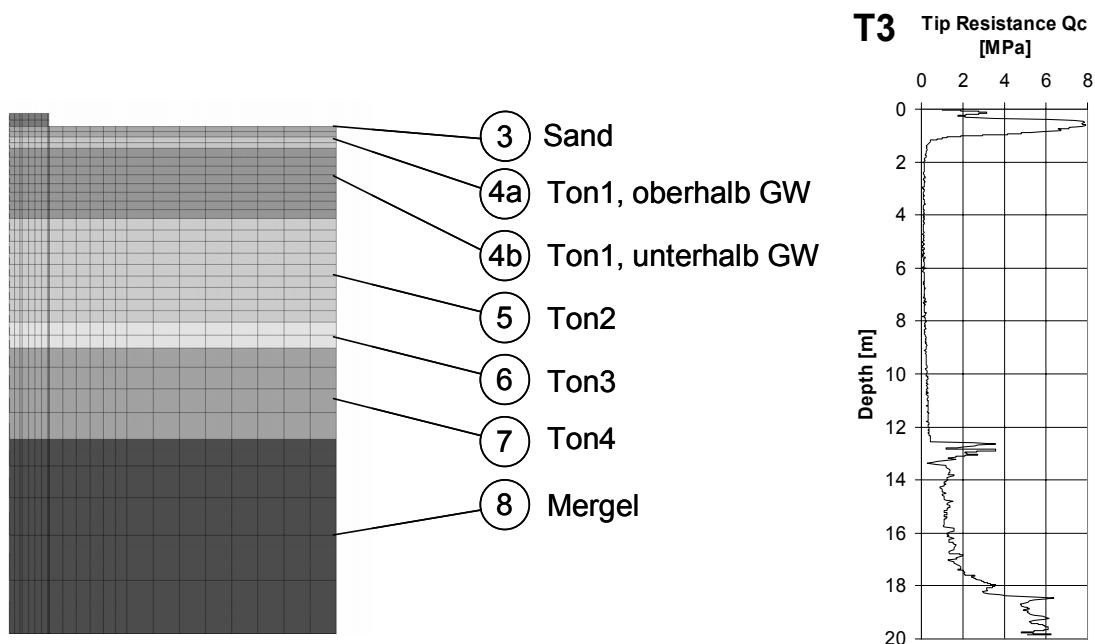


Bild 131: FE-Netz – Ansicht mit Schattierung der unterschiedlichen Materialgruppen und Drucksondierergebnis.

Besondere Berücksichtigung findet die Modellierung der bautechnischen Abläufe in einer step-by-step Analyse. Dabei sind die Phasen Primärspannungszustand, Herstellung der Säulen, Aufbau der Belastungseinrichtung und Durchführung der Probelastung zu unterscheiden. In Tabelle 29 sind die einzelnen Phasen und die entsprechenden Berechnungsschritte angegeben.

Tabelle 29: Berechnungsschritte der step-by-step Analyse.

	Lastschritt
Primärspannungszustand	1
Säulenherstellung	2
45 cm Aushub im Bereich der Fundamentplatte	3
Aktivieren der Fundamentplatte – Stadium A	3
Schrittweiser Aufbau der Belastungseinrichtung (2500 kN) – Stadium B	4 – 23
Schrittweise Erstbelastung bis auf 850 kN durch Lastumlagerung vom Widerlager auf die Fundamentplatte – Stadium C	24 – 43
Schrittweise Entlastung bis auf 0 kN durch Lastumlagerung von der Fundamentplatte auf die Widerlager – Stadium D	44 – 53
Schrittweise Wiederbelastung bis auf 850 kN durch Lastumlagerung vom Widerlager auf die Fundamentplatte	54 – 73
Lastkonstanthaltung bei 850 kN aber Entlastung Widerlager um 620 kN	74 – 78
Schrittweise Belastung bis auf 930 kN durch Lastumlagerung vom Widerlager auf die Fundamentplatte - Stadium E	79 – 82
Schrittweise Entlastung bis auf 0 kN durch Reduktion der Last auf der Fundamentplatte ohne Lastumlagerung – Stadium F	83 – 102
Vollständige Entlastung der Widerlager bis auf 0 kN	103 – 106

5.2.4.2 Berechnungsparameter

Die Fundamentplatte wird mit elastischem Materialverhalten modelliert. Der Elastizitätsmodul wird mit $E = 35 \cdot 10^6$ kPa, die Querdehnung mit $\nu = 0,2$ und die Wichte mit $\gamma = 25$ kN/m³ entsprechend einem B 35 angenommen.

Die Parameter für das Säulenmaterial werden anhand von Laborversuchen und aus Vergleichen mit Literaturquellen festgesetzt. Beim Säulenmaterial handelt es sich um einen eng gestuften Grobkies bis Mittelkies mit einer Ungleichförmigkeitszahl $U = 1,7$. Bild 132 zeigt die Korngrößenverteilung und das Einbaumaterial.

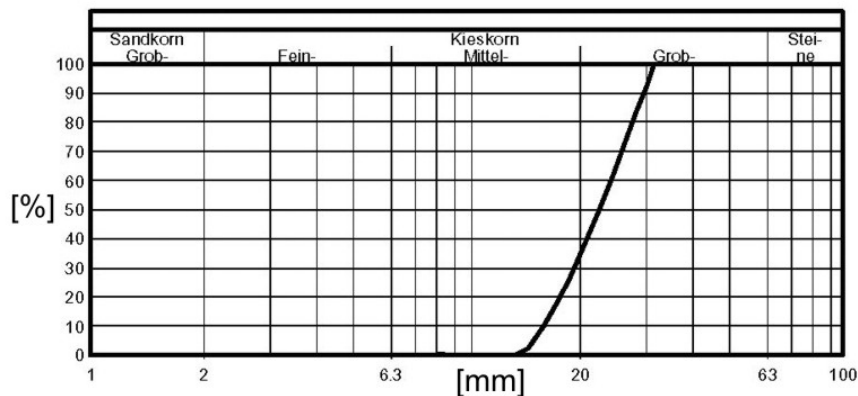


Bild 132: Korngrößenverteilung und Foto des Säulenmaterials.

Die Scherparameter des Säulenmaterials wurden in einem 30 cm x 30 cm Rahmenschergerät ermittelt. Während der Versuchsdurchführung erfassten vier Wegaufnehmer die Bewegungen der Lastplatte. In Anhang B sind die Scherkraft-Wegdiagramme und die Volumendehnung-Gleitungsdiagramme der Teilversuche gezeigt. Es ergibt sich ein Reibungswinkel von $\varphi = 45^\circ$ im σ - τ -Diagramm (vgl. Bild 133) und ein Dilatanzwinkel aus der Steigung im ε_v - γ -Diagramm von im Mittel $\psi = 20^\circ$. Die Werte stimmen mit Angaben von SEHN (2003) überein. Der Steifemodul und die Querdehnzahl des Säulenmaterials werden in Anlehnung an Literaturangaben wie z. B. in VON SOOS (1980) oder SEHN (2003) (vgl. Bild 134) zu $E_S = 140000$ kPa und $\nu = 0,35$ angenommen.

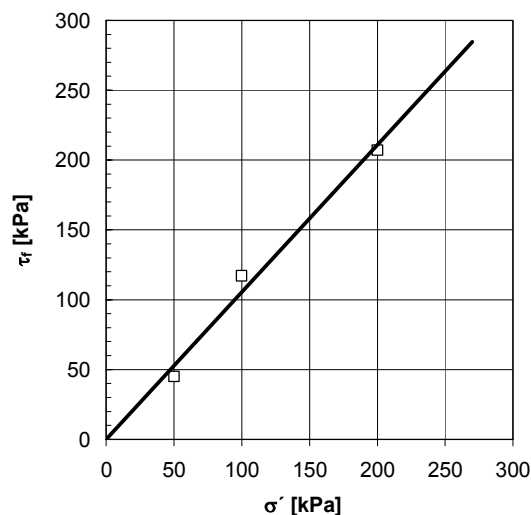


Bild 133: Schergerade Säulenmaterial.

Die Parameter zur Beschreibung des Materialverhaltens des anstehenden Bodens wurden aus den Laborversuchen und den in situ Untersuchungen bestimmt. Im Einzelnen sind die Ergebnisse in Kapitel 4.4.1.1 erläutert. In Bild 135 und Tabelle 30 sind der Baugrundaufbau sowie die angesetzten Parameter angegeben. Diese sind entsprechend der unterschiedlichen Materialmodelle zu Gruppen zusammengefasst.

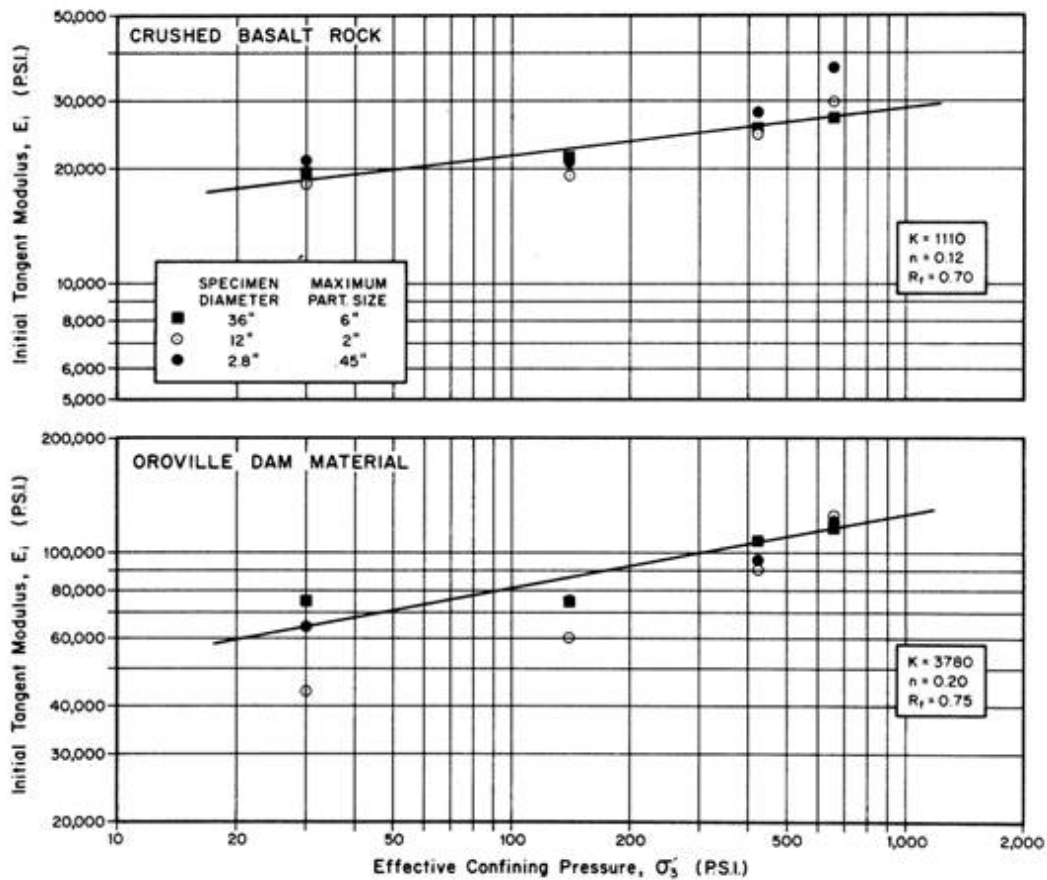
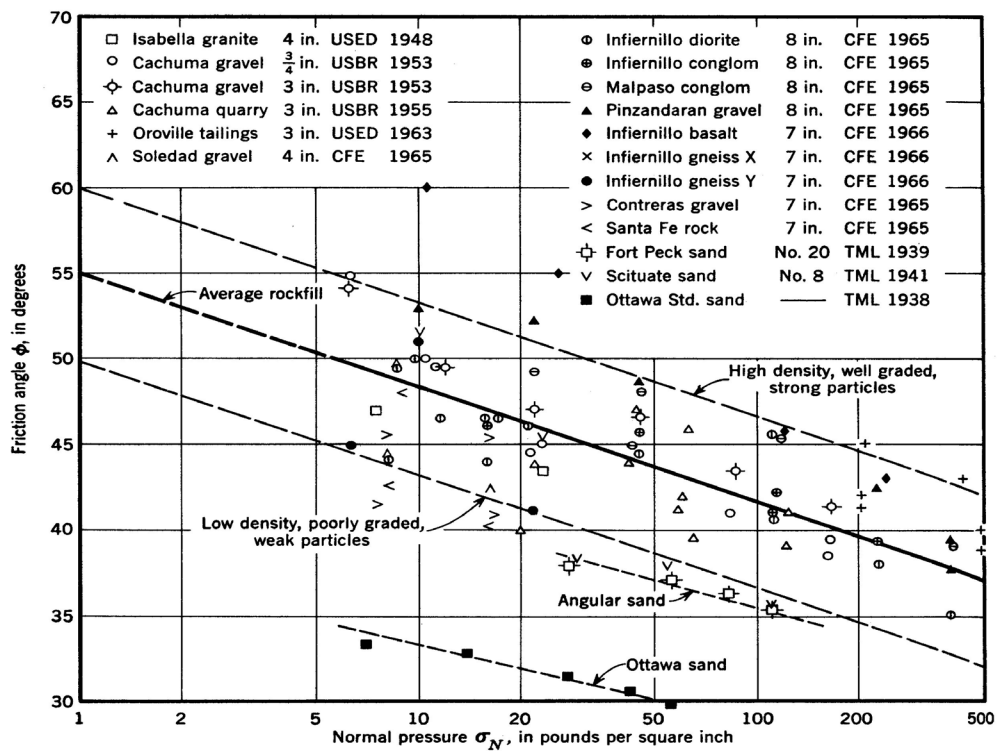


Bild 134: Reibungswinkel und Steifemodul für Kies (aus SEHN (2003), 1 psi = 6,895 kPa).

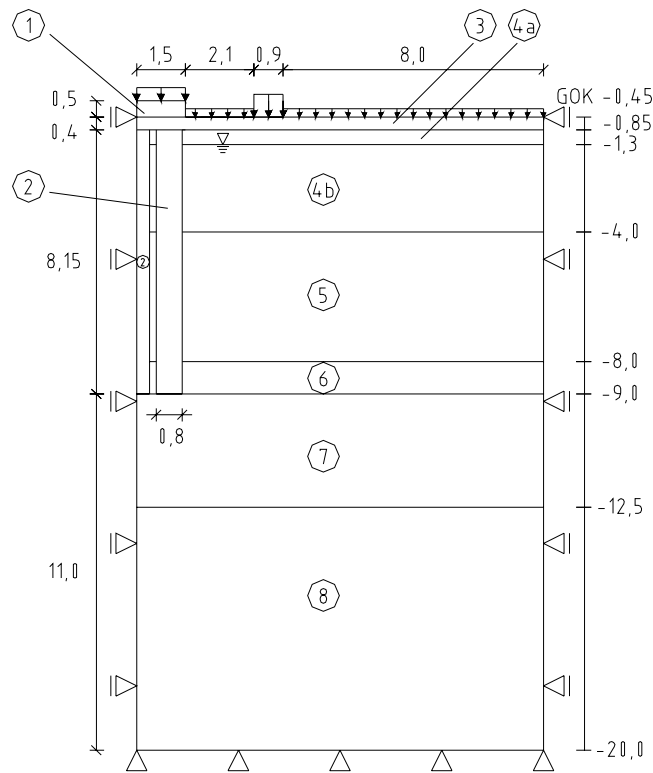


Bild 135: Geometrie und Baugrundaufbau.

Die Schichteinteilung erfolgt unter Zugrundelegung des Profils der Drucksondierungen. Aus dem gemessenen Spitzendruck q_c wird unter Verwendung der Beziehung aus DIN 4094:

$$E_s = \alpha \cdot q_c \quad (70)$$

der Steifemodul errechnet. Der Korrelationskoeffizient α liegt für ausgeprägt plastische Tone mit einem $q_c < 2 \text{ MPa}$ in einem Intervall von $2 < \alpha < 6$. Zur Festlegung von α erfolgt ein Vergleich mit der direkten Bestimmung der Steifigkeit aus den Pressiometerversuchen (vgl. Kapitel 4.4.1.1 und Anhang C). Danach wurde der Korrelationskoeffizient mit $\alpha = 5,2$ festgelegt. Bild 136 zeigt die ermittelte Steifemodulverteilung.

Zur Ermittlung der Parameter für das Braunschweiger Kappen-Kegelmodell (vgl. VITTINGHOFF (2003)) wurden Nachrechnungen der Triaxial- und Oedometerversuche vorgenommen. Im Rahmen dieser Arbeit wurden keine isotropen Kompressionsversuche zur Ermittlung der Kappenverfestigung durchgeführt. Stattdessen werden die Kappen-Verfestigungsparameter L und M aus einem Vergleich mit den Verfestigungsparametern des Cam-Clay Modells ermittelt (vgl. Anhang B).

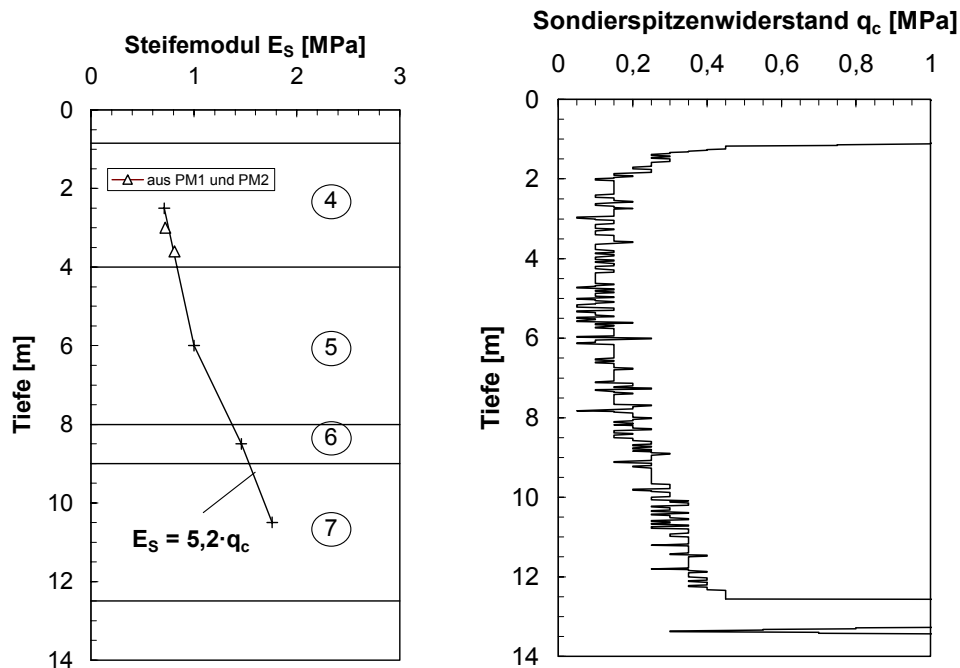


Bild 136: Steifigkeitsverteilung aus Pressiometerversuchen und Drucksondierung.

Tabelle 30: Baugrundparameter.

Schicht	3	4a	4b	5	6	7	8
Wichte γ [kN/m ³]	18	16	6	6	6	6	11
Elastizitätsmodul E [MPa]	20	0,33	0,33	0,52	0,68	0,82	15
Querdehnzahl ν [-]	0,3	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,3
Reibungswinkel φ' [°]	30	18	18	18	18	18	20
Kohäsion c' [kPa]	0	14	14	14	14	14	25
Rest-Reibungswinkel φ'_r [°]	n.b.	15	15	15	15	15	n.b.
Rest-Kohäsion c'_r [kPa]	n.b.	10	10	10	10	10	n.b.
Dilatanzwinkel ψ [°]	10	4	4	4	4	4	0
Neigung der CSL* M [-]	n.b.	0,567	0,567	0,567	0,567	0,567	n.b.
Kompressionsindex C_c	n.b.	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	n.b.
Initiale Porenzahl e_0	n.b.	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	n.b.
Neg. Neigung der OCL** λ [-]	n.b.	0,183	0,183	0,183	0,183	0,183	n.b.
Neg. Neigung der NCL*** κ [-]	n.b.	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	n.b.
Konsolidationsspannung p_0 [kPa]	n.b.	55	55	55	67	80	n.b.
Kappenparameter L [-]	n.b.	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	n.b.
Kappenparameter M [-]	n.b.	590	590	590	590	590	n.b.
Atmosphärischer Druck p_a [kPa]	100	100	100	100	100	100	100

* Critical State Line ** Over Consolidation Line *** Normal Consolidation Line

n.b. = nicht bestimmt

Der Ausgangsspannungszustand wird unter Zugrundelegung der Beziehung:

$$k_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (71)$$

festgelegt.

Die Querdehnzahl ν wurde dabei aus den Triaxialversuchen mit der Gleichung von HARTWIG (2000) errechnet:

$$\nu = -\frac{\Delta\varepsilon_3}{\Delta\varepsilon_1} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\Delta V/V_0}{\Delta\varepsilon_1} \right) = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\Delta\varepsilon_v}{\Delta\varepsilon_1} \right), \quad (72)$$

mit:

$\Delta\varepsilon_1$	Axiale Dehnung der Probe [-],
ΔV	Änderung des Probenvolumens [cm ³],
$\Delta\varepsilon_3$	Radiale Dehnung der Probe [-],
V_0	Ausgangspobenvolumen [cm ³],
$\Delta\varepsilon_v$	Volumendehnung [-].

Mit $\nu = 0,4$ aus den Versuchen ergibt sich ein Seitendruckverhältnis von

$$k_0 = \frac{\nu}{1-\nu} = 0,67. \quad (73)$$

Zum Vergleich kann der bekannte Zusammenhang nach JÁKY (vgl. z.B. HARTWIG (2000)) herangezogen werden:

$$k_0 = 1 - \sin \varphi' = 0,69, \quad (74)$$

mit: $\varphi' = 18^\circ$ Maximaler Reibungswinkel, Bruchreibungswinkel.

Der Ansatz der Säulengeometrie erfolgt unter Zugrundelegung der Herstellungsprotokolle (vgl. Anhang D). Die Säulen haben einen einheitlichen Durchmesser von 0,8 m, der Säulenfuß befindet sich in einer Tiefe von 9 m unterhalb der Geländeoberkante.

Die Berechnungen erfolgen ohne Simulation der Herstellung in Form einer Säulenaufweitung, da der breiige Ton, wie im Kapitel 4.3.2.3 in Probefeld B beobachtet, keine langzeitstabilen Spannungserhöhungen zulässt. Die gemessene Steifigkeitserhöhung um ca. 25% aufgrund der Säulenherstellung wurde bei der Festlegung der Materialparameter berücksichtigt.

5.2.4.3 Ergebnisvergleich

Zur Abschätzung des Einflusses der unterschiedlichen Materialmodelle wird die Probelastung in Probefeld C mit den in Tabelle 28 angegebenen Stoffgesetzkombinationen nachgerechnet. In Bild 137 sind die dabei ermittelten Last-Verformungsdiagramme dargestellt.

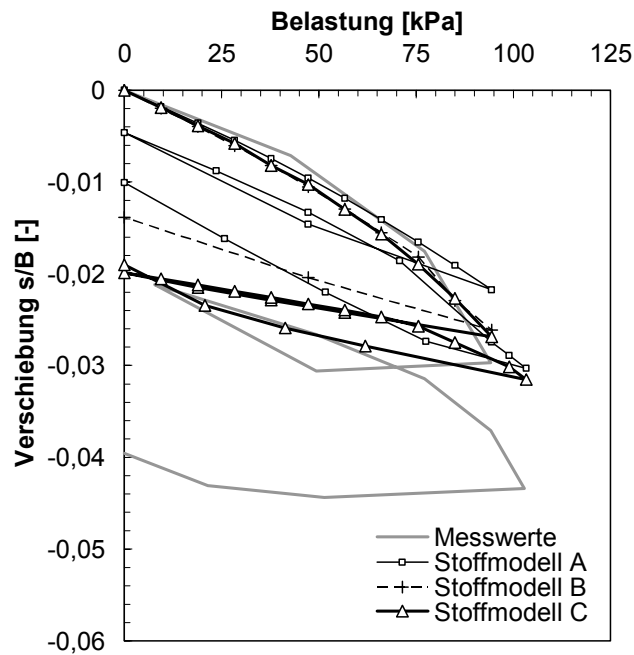


Bild 137: Last-Verschiebungsdiagramm für die Probelastung in Probefeld C.

Die Verschiebungen der Erstbelastung werden mit den numerischen Modellen gut approximiert. Die Entlastung und die dabei errechneten bleibenden Verschiebungen fallen bei der Modellierung mit Stoffmodell A zu gering aus, was mit der Tatsache zu begründen ist, dass im numerischen Modell keine erhöhte Steifigkeit bei Entlastung berücksichtigt wurde. Die Modelle B und C prognostizieren auch die bleibenden Verschiebungen bei Entlastung relativ gut. Die Wiederbelastung wird von keinem der Modelle gut abgebildet. Dies liegt daran, dass bei der Erstbelastung im Versuch bereits die Größenordnung der Bruchlast erreicht wurde. Die darauf folgende Wiederbelastung erzeugt Verschiebungen, die im numerischen Modell nicht mehr erfasst werden. Aus diesem Grund erfolgt der weitere Vergleich nur mit der Erstbelastung der gemessenen Last-Verschiebungskurve. Es zeigt sich, dass die numerischen Berechnungen zwar das Last-Verformungsverhalten im Gebrauchslastbereich gut annähern, die Verschiebungen im Bruchzustand jedoch unterschätzt werden. Interpretationen der vorliegenden numerischen Berechnungen sollten daher nur für das Verformungsverhalten nicht jedoch für das Bruchverhalten von Säulengruppen herangezogen werden. Prinzipiell sind auch Bewertungen der Stand-sicherheit mit numerischen Modellen möglich, dabei sind jedoch andere numerische Verfahren anzuwenden, die nicht Gegenstand dieser Arbeit sind (vgl. z.B. KIRSCH und SONDERMANN (2003)).

Die Berechnungen mit elastoplastischem Materialverhalten und der Bruchbedingung nach Drucker-Prager (Stoffmodell A) und mit dem Braunschweiger Kappen-Kegelmodell (Stoffmodell B) wurden mit dem Programmsystem ANSYS 6.0 bzw. ANSYS 5.7, die Berechnungen mit dem Cam-Clay Modell (Stoffmodell C) mit ABAQUS 6.3-1 durchgeführt. Die

Modellierung des Tones mit dem Braunschweiger Kappen-Kegel Modell führt zu vergleichbaren Ergebnissen, wie die Modellierung mit dem Cam-Clay Modell. Generell ist jedoch auch das einfachere Drucker-Prager Modell in der Lage, die eintretenden Verformungen mit guter Näherung zu ermitteln, so dass bei späteren Parameterstudien die Modellierung nach Stoffmodell A aufgrund der wesentlich geringeren Rechenzeit favorisiert wird.

Für den Vergleich mit den Messergebnissen ist es erforderlich, bei der Nachrechnung der Probelastung die Gesamtstruktur inkl. der Belastungseinrichtung zu modellieren, um realistische Ergebnisse zu erzielen. Aus diesem Grund ist es auch nicht zielführend, die Probelastung mit analytischen Verfahren nachzurechnen, da der im Untergrund vorhandene Spannungszustand infolge des Aufbaus der Belastungseinrichtung dabei keine Berücksichtigung findet.

Zur Veranschaulichung des Tragverhaltens sind in Bild 138 die Vertikalverformungen in den unterschiedlichen Stadien A bis F (vgl. Tabelle 29) der Belastung und die zugehörigen Spannungen im Untergrund gezeigt. Die Verformungen sind auf den Zustand im Anschluss an die Herstellung der Säulen und den Aufbau der Belastungseinrichtung bezogen, während die Spannungen der entsprechenden Belastungsstadien abzüglich der Primärspannungen dargestellt sind. Der Spannungszustand, wie er bei Beginn der Probelastung, also im Anschluss an den Aufbau der Belastungseinrichtung, im Boden vorherrscht, wird in Bild 139 gezeigt.

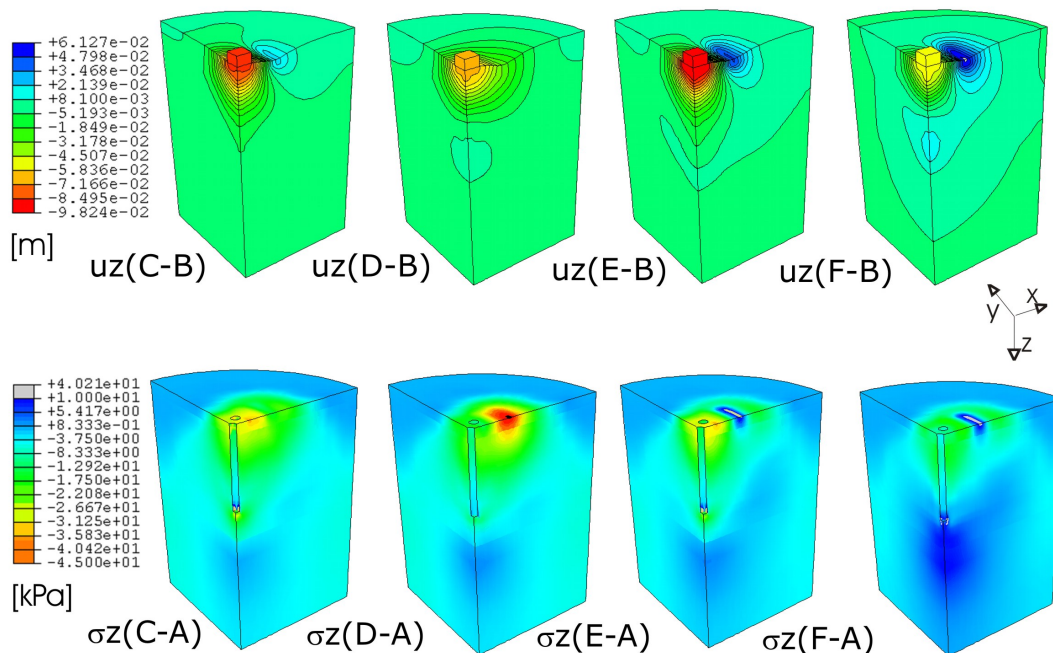


Bild 138: Verformungen und Spannungen im Untergrund in unterschiedlichen Belastungsstadien.

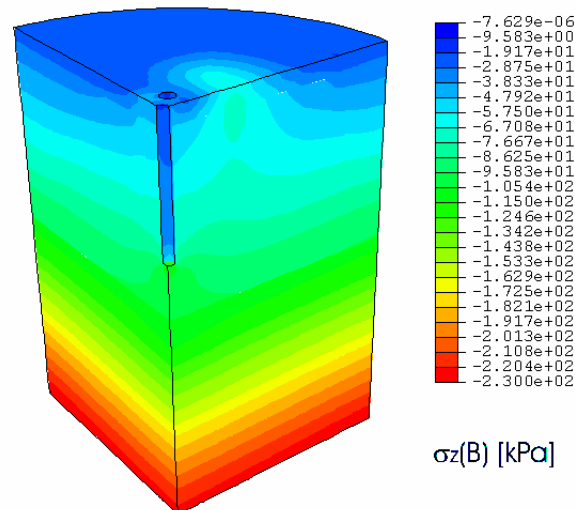


Bild 139: Vertikalspannungen [kPa] im Untergrund im Anschluss an den Aufbau der Belastungseinrichtung.

In Bild 140 werden die Vertikalspannungen σ_z sowie die Verschiebungen der Säulen in Form der Radialverschiebungen u_r relativ zur Mittelachse des Systems und der Vertikalverschiebungen u_z unter der Maximallast von 105 kPa gezeigt. Dadurch werden die Spannungs-konzentration im Säulenmaterial und das unterschiedliche Verformungsverhalten von Eck- und Mittelsäule veranschaulicht.

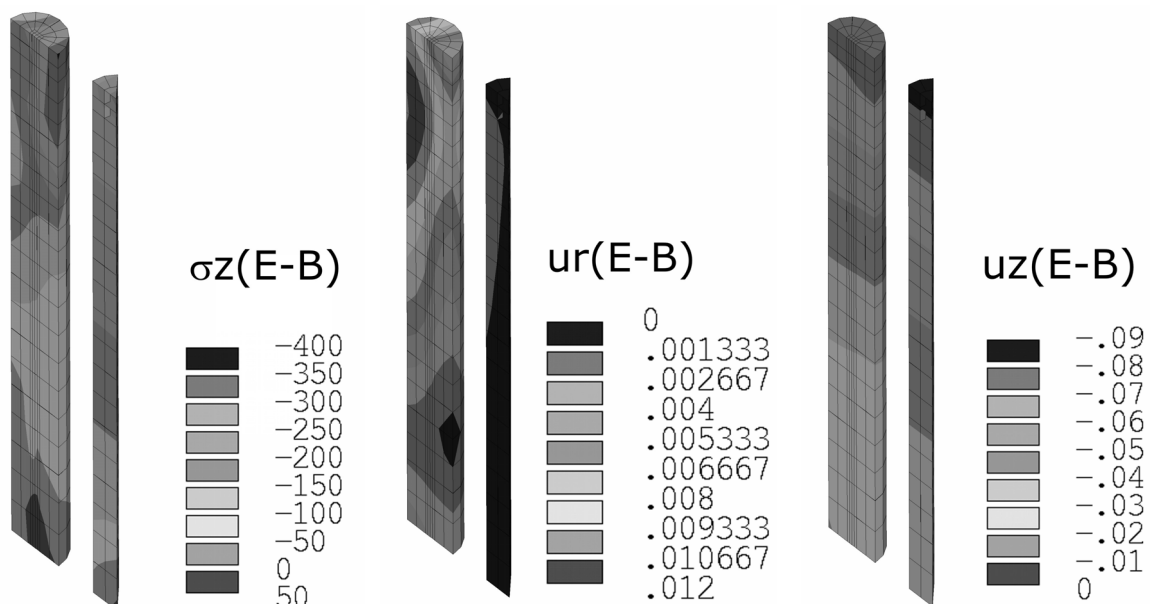


Bild 140: Vertikalspannungen [kPa], Radialverschiebungen [m] und Vertikalverschiebungen [m] der Säulen unter maximaler Belastung.

Die Auswertung der Spannungsverteilung auf Säulen und Boden sowie die Wirkung der Ausgleichsschicht wird in Bild 141 verdeutlicht. Dort sind die rechnerischen Verhältnisse der Spannungen oberhalb der Säulen $\sigma(A_S)$ und oberhalb des Bodens $\sigma(A_B)$ zur aufgetragenen Belastung p in mehreren Ebenen innerhalb der Ausgleichsschicht gezeigt.

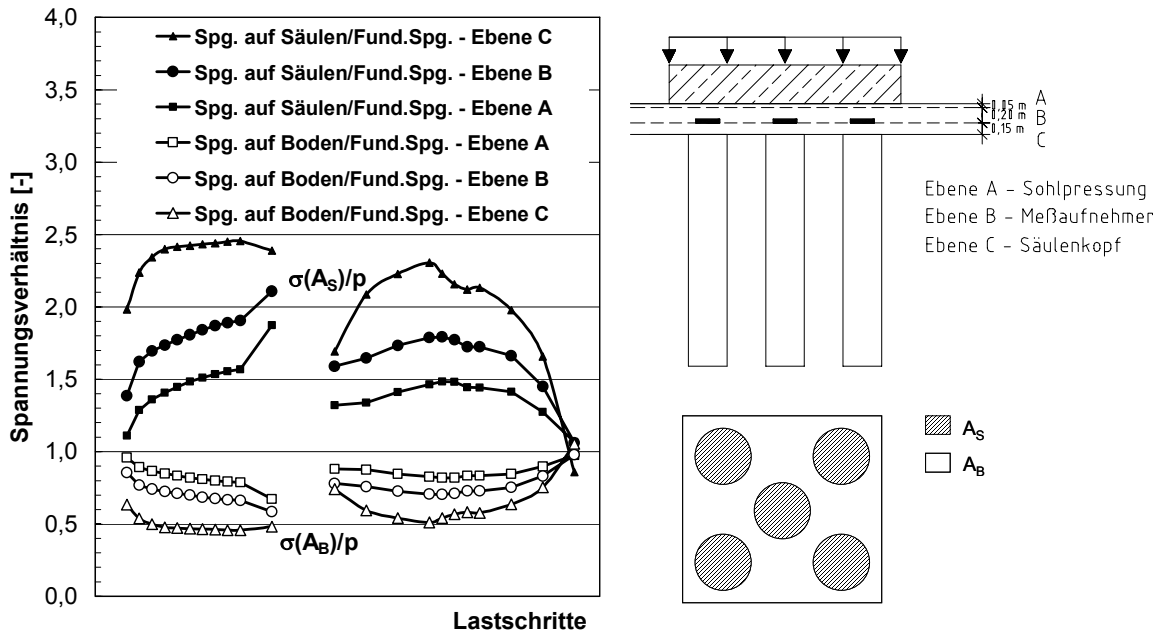


Bild 141: Spannungen innerhalb der Ausgleichsschicht.

In Höhe der Säulenköpfe haben sich die Spannungen oberhalb des Bodens auf ca. 50 % der aufgetragenen Belastung reduziert, während die Säulen bis zu 250 % der Fundamentpressung aufnehmen. Der Spannungskonzentrationsfaktor n als Quotient zwischen Spannungen in den Säulen und Spannungen auf dem umgebenden Boden ergibt sich dann wie in Bild 142. Zusätzlich sind die Messergebnisse aus der Auswertung der Druckkissen in der entsprechenden Ebene B gezeigt.

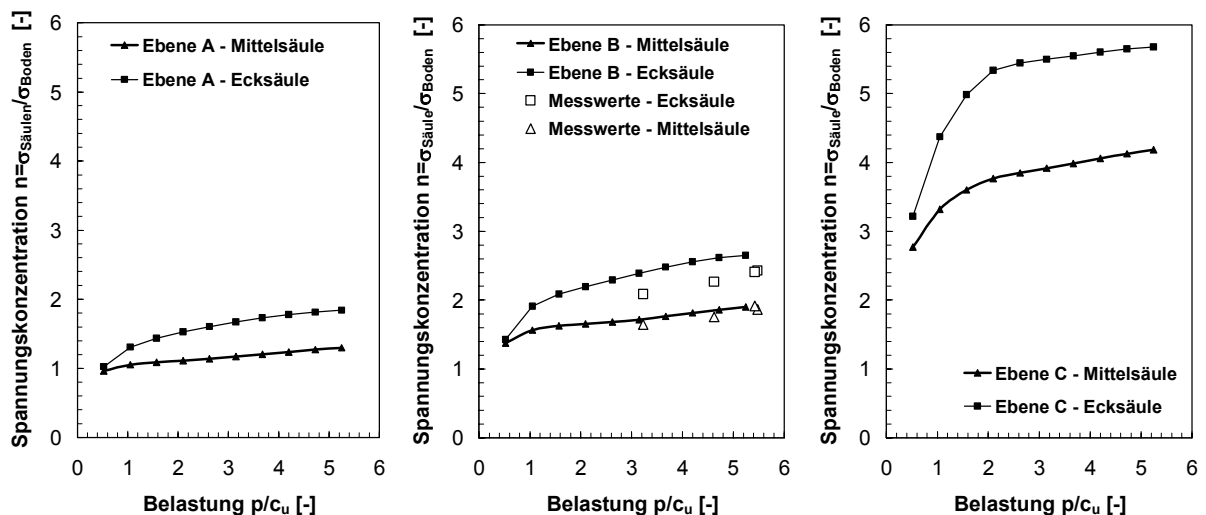


Bild 142: Spannungskonzentration n in den drei Ebenen.

Die im numerischen Modell ermittelten Spannungsbeträge entsprechen sowohl nach Betrag als auch nach qualitativem Verhalten, also nach dem Quotienten der Lastaufteilung und seiner Veränderung mit dem Belastungsniveau, in guter Näherung den in situ Messergeb-

nissen. Die Wirkungsweise der Ausgleichsschicht wird durch den Vergleich der unterschiedlichen Schnittebenen deutlich. Innerhalb der Ausgleichsschicht findet eine Gewölbebildung statt, die die Lastkonzentration auf die Säulen begünstigt. Die Gewölbewirkung wird im folgenden Kapitel näher untersucht. Wichtig ist zu bemerken, dass der Lastkonzentrationsfaktor, der sich aus den Messungen ergibt, aufgrund der Position der Messgeber innerhalb der Ausgleichsschicht kleiner als der tatsächlich in Höhe der Säulenköpfe wirkende ist. In Tabelle 31 sind die Spannungskonzentrationsfaktoren n in Höhe der Säulenköpfe, wie sie sich aus den numerischen Berechnungen ergeben, zusammengefasst. Für einen Vergleich mit analytischen Verfahren ist daraus der rechnerische Lastanteil m der Säulen als Quotient aus der von den Säulen aufgenommenen Last und der Gesamtbelastung angegeben.

Tabelle 31: Spannungskonzentrationsfaktor n und rechnerische Lastverteilung m .

Belastung [kPa]	25	50	75	100
Spannungskonzentration n Mittelsäule[-]	3,58	3,89	4,07	4,15
Spannungskonzentration n Ecksäule[-]	4,7	5,47	5,61	5,63
Lastanteil m der Säulen [-]	0,95	0,86	0,79	0,76

Die Unterschiede im Last-Verformungsverhalten bei Ansatz unterschiedlicher Materialmodellierungen liegen im Bereich von $\pm 5\%$. Daraus kann geschlossen werden, dass bei Berücksichtigung elastisch-plastischen Materialverhaltens die Effekte des Gruppenverhaltens von Baugrundverbesserungssäulen nach dem Rüttelstopfverfahren ausreichend genau modelliert werden. Von großem Einfluss sind die geometrische Modellierung und die exakte Simulation der einzelnen Belastungsphasen.

Der Aufbau der Belastungseinrichtung führt zu einer Vorspannung im Untergrund, die in analytischen Verfahren nicht berücksichtigt wird. Um dennoch einen Vergleich ziehen zu können, werden zusätzliche Berechnungen ohne Simulation des Aufbaus der Belastungseinrichtung durchgeführt. Dabei wird sowohl eine Situation mit der Anordnung der fünf Schottersäulen (mit BV) als auch eine ohne Baugrundverbesserung (ohne BV) modelliert. Die Ergebnisse der numerischen Berechnung mit Stoffmodell A sind in Bild 143 zusammengefasst.

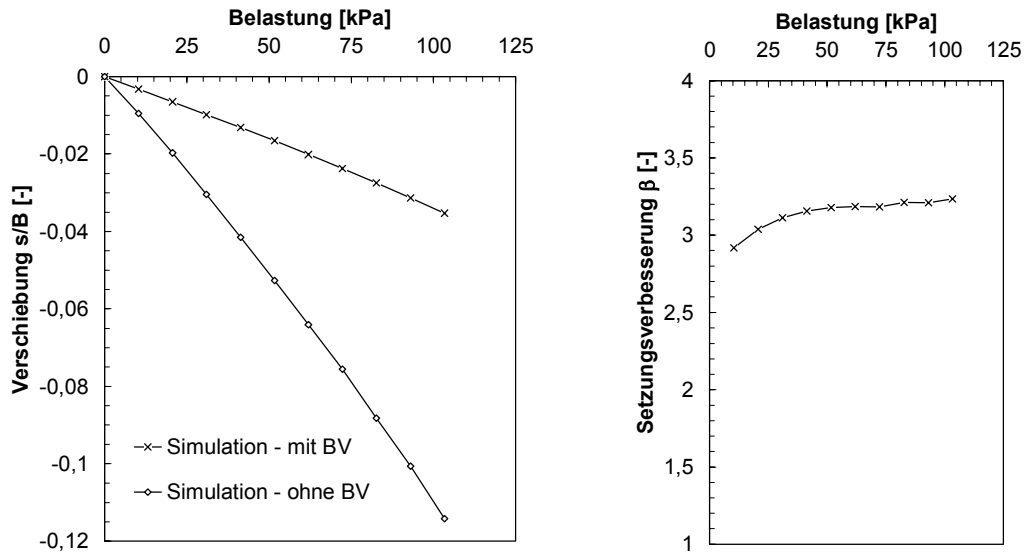


Bild 143: Last-Verformungsdiagramme und Setzungsverbesserung ohne Berücksichtigung des Aufbaus der Belastungseinrichtung.

5.2.5 Vergleich mit analytischen Lösungen

5.2.5.1 Probefeld A

Zum Vergleich mit den in Kapitel 5.2.3 vorgenommenen numerischen Berechnungen des Fundamentes in Probefeld A werden die Ergebnisse analytischer Berechnungen vorgestellt. Dabei werden die Verfahren von PRIEBE sowie von GOUGHNOUR und BAYUK zur Ermittlung des Last-Verformungsverhaltens verwendet. Da das Verfahren von GOUGHNOUR und BAYUK nicht für eine Säulengruppe eingesetzt werden kann, wird hier eine Modifikation des Verfahrens vorgestellt.

In PRIEBE (2003) wird zur Berechnung von schwimmenden Säulen ein Spannungsausgleich zwischen den in den Säulen konzentrierten Spannungen und der gleichmäßigen Spannungsverteilung in den Schichten darunter gefordert. Bei dem Berechnungsverfahren erfolgt der Spannungsausgleich unterhalb der Säulenfüße und es werden die sog. Einstanzsetzungen errechnet. Vom Autor wird jedoch der alternative Vorschlag unterbreitet, den Spannungsausgleich, der infolge der Lastkonzentration in den Säulen bei einer schwimmenden Anordnung erforderlich wird, im unteren Bereich der Säulen vorzunehmen. Ein Vergleich mit den numerischen Berechnungen zeigt jedoch, dass der Bereich des Spannungsausgleichs abhängig vom Abstand der Säulenfüße zur unterlagernden Schicht ist (vgl. Kapitel 6.6). Ist der Abstand jedoch so groß, dass von vollständig schwimmenden Säulen ausgegangen werden kann, ist die Annahme des Spannungsausgleichs unterhalb der Säulenfüße als realistisch anzusehen.

Die Setzungsberechnung nach dem Verfahren von GOUGHNOUR und BAYUK ist nur für das ausgedehnte, aufstehende Säulenraster möglich. Dies führt zu unrealistisch großen Setzungsbeträgen, da keine tiefenabhängige Spannungsreduktion im Boden berücksichtigt ist. Aus diesem Grund wird hier das Verfahren von GOUGHNOUR und BAYUK zur Ermittlung der Setzungen einer schwimmenden Säulengruppe modifiziert, indem

- die Spannungen im Boden infolge der Belastung mit zunehmender Tiefe abnehmen und mit diesen reduzierten Spannungen die elastischen bzw. elastisch-plastischen Inkrementverformungen berechnet werden und
- die Setzungen unterhalb der Säulenfüße nach einer Abschätzung der in dieser Ebene verbliebenen Belastung durch Ansatz einer Spannungsverteilung, wie sie sich ohne Baugrundverbesserung ergäbe, addiert werden.

Auf eine Ermittlung der Einstanzsetzungen wird bei der Modifikation des Verfahrens nach GOUGHNOUR und BAYUK verzichtet, da die inkrementelle Einteilung in horizontale Scheiben für einen Spannungsausgleich sorgt. Der Rechenalgorithmus bedarf aufgrund der nötigen Iterationen einer programmtechnischen Umsetzung, die im Rahmen dieser Arbeit als BASIC-Routine für das Verfahren von GOUGHNOUR und BAYUK und für die hier vorgenommene Modifikation umgesetzt wurden. Zur Überprüfung der Routine wurde der von GOUGHNOUR und BAYUK (1979a) vorgestellte Feldversuch in Virginia (vgl. Kapitel 4.1.2) nachgerechnet. Die angesetzten Parameter werden in Bild 55 erläutert. Die Autoren geben eine gemessene Setzung von ca. 30 cm in der Mitte der Lastfläche an und ermitteln für einen angenommenen Reibungswinkel des Säulenmaterials von $\varphi_s = 38^\circ$ eine Setzung von 28 cm, wenn zur Berücksichtigung der Herstellungseinflüsse ein Seitendruckverhältnis von $K=1$ angesetzt wird. Die hier vorgenommene programmtechnische Umsetzung des Original-Verfahrens aus GOUGHNOUR und BAYUK (1979b) liefert einen Setzungsbetrag von 26 cm. Der Unterschied ist in der Unklarheit bei der Annahme einiger Eingangsparameter, wie z. B. der Steifigkeit der obersten Schicht und der Anzahl der Inkremente begründet.

Die Berechnungsparameter für das Probefeld A sind in Bild 123 angegeben. In Tabelle 32 sind die Setzungen nach GOUGHNOUR und BAYUK mit der oben beschriebenen Modifikation gezeigt. Tabelle 33 enthält die nach PRIEBE für den Spannungsausgleich unterhalb der verbesserten Schicht für unterschiedliche Belastungen p ermittelten Setzungen. Die Ergebnisse der verschiedenen Berechnungsverfahren sind in Bild 144 zusammengefasst, wobei die Ergebnisse der numerischen Berechnungen mit und ohne Berücksichtigung der Herstellungseinflüsse sowie ohne Baugrundverbesserung dargestellt sind.

Tabelle 32: Setzungen der schwimmenden Säulengruppe nach dem modifizierten Verfahren nach GOUGHNOUR und BAYUK.

Belastung p [kPa]	25	50	75	100	150	200
Setzungen nach dem modifizierten Verfahren [cm]	2,34	4,64	6,89	9,11	13,5	17,7

Tabelle 33: Setzungen der schwimmenden Säulengruppe nach PRIEBE.

Belastung p [kPa]	25	50	75	100	150	200
Setzungen in der verbesserten Schicht s_v [cm]	0,26	0,66	1,58	2,53	4,41	6,28
Setzungen unterhalb der verbesserten Schicht s_u [cm]	0,42	0,83	1,26	1,67	2,50	3,34
Einflusstiefe t_e [m]	0,81	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85
Einstanzsetzungen s_e [cm]	0,52	1,07	1,61	2,14	3,12	4,27
Setzungen der behandelten Schicht ohne Verbesserung s_0 [cm]	2,13	4,38	6,57	8,76	13,13	4,27
Reduzierte Einstanzsetzungen s'_e [cm]	0,42	0,86	1,29	1,72	2,52	4,27
Gesamtsetzungen s [cm]	1,1	2,35	4,13	5,92	9,43	13,89

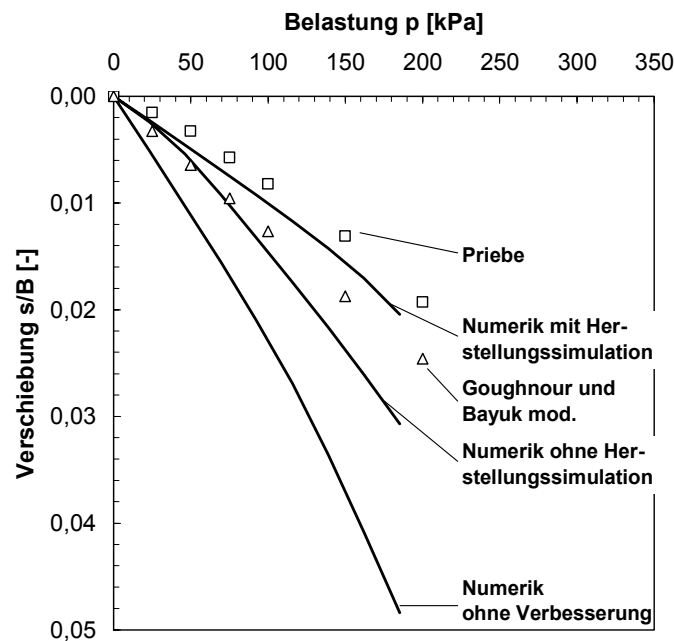


Bild 144: Setzungen des Fundamentes in Probefeld A nach PRIEBE und nach dem modifizierten Verfahren von GOUGHNOUR und BAYUK im Vergleich mit den Ergebnissen der numerischen Simulation.

Die nach dem Verfahren von PRIEBE ermittelten Setzungen der schwimmenden Säulengruppe sind geringer als die mit dem in Kapitel 5.1.5 vorgestellten numerischen Modell mit Berücksichtigung der Herstellungseinflüsse errechneten. Das Verfahren von GOUGHNOUR und BAYUK liefert ohne Modifikation unrealistisch große Verschiebungen, die Ergebnisse sind daher nicht dargestellt. Mit der hier vorgestellten Modifikation kann es auch für begrenzte Lastflächen verwendet werden. Dabei werden Setzungen ermittelt, die größer sind als die, die mit dem Verfahren nach PRIEBE oder mit numerischen Methoden unter Berücksichtigung der Herstellungseinflüsse errechnet wurden.

5.2.5.2 Probefeld C

Die Probelastung im Probefeld C wird neben ihrem Last-Verformungsverhalten auch im Hinblick auf die Tragfähigkeit des Fundamentes auf fünf Säulen untersucht. Dabei werden die Verfahren von PRIEBE sowie von GOUGHNOUR und BAYUK mit den oben gezeigten Modifikationen zur Ermittlung des Last-Verformungsverhaltens und das Verfahren von BOUASSIDA zur Abschätzung der Tragfähigkeit verwendet.

In Tabelle 34, Tabelle 35 und Bild 145 sind die mit den analytischen Verfahren ermittelten Setzungen den Messungen und dem Ergebnis der numerischen Simulation der Belastung des Einzelfundamentes aus Kapitel 5.2.4 gegenübergestellt.

Tabelle 34: Setzungen nach PRIEBE.

Belastung p [kPa]	50	80	103
Setzungen in der verbesserten Schicht s_v [cm]	2,98	5,79	7,94
Setzungen unterhalb der verbesserten Schicht s_u [cm]	0,38	0,60	0,78
Einflusstiefe t_e [m]	1,0	1,1	1,2
Einstanzsetzungen s_e [cm]	0,45	0,72	0,99
Setzungen der behandelten Schicht ohne Verbesserung s_0 [cm]	10,71	17,14	22,07
Reduzierte Einstanzsetzungen s'_e [cm]	0,43	0,69	0,94
Gesamtsetzungen s [cm]	3,79	7,08	9,66

Tabelle 35: Setzungen nach dem modifizierten Verfahren nach GOUGHNOUR und BAYUK.

Belastung p [kPa]	50	80	103
Setzungen nach dem modifizierten Verfahren [cm]	7,15	11,46	14,6

Der Vergleich mit den Messwerten der Probelastung zeigt, dass diese insbesondere in geringen Laststufen wesentlich kleinere Setzungen als alle berechneten Ergebnisse ausweisen. Da das gesamte Gewicht der Belastungseinrichtung über die seitlichen Streifenfundamente bereits im Boden aufgenommen ist, sind die Setzungen, die infolge der Lastumlagerung auf das Einzelfundament auftreten, geringer als die mit den analytischen Verfahren ermittelten. Ein Vergleich sollte also nur mit der in Bild 145 gezeigten Simulation der Fundamentbelastung ohne Berücksichtigung der Belastungseinrichtung erfolgen. Das Verfahren von PRIEBE (2003) unterschätzt die Setzungen im Vergleich zu den numerischen Berechnungen, liefert aber Ergebnisse, die realistische Größenordnungen annehmen, wobei

die analytisch ermittelten Setzungen ca. 1 cm oder 0,003-B geringer ausfallen. Das Verfahren von GOUGHNOUR und BAYUK liefert selbst mit der hier vorgenommenen Modifikation zur Anwendung auf Säulengruppen Setzungen, die wesentlich größer als die im numerischen Modell errechneten sind.

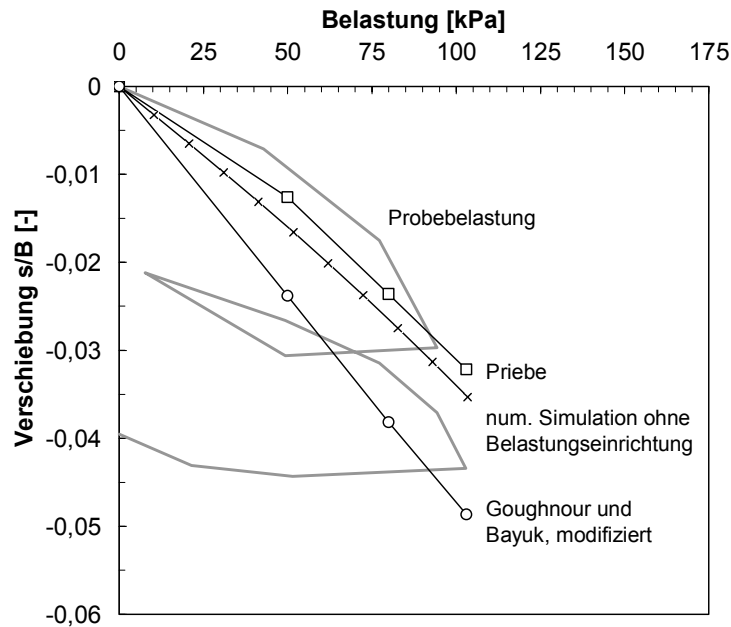


Bild 145: Setzungen des Fundamentes in Probefeld C nach PRIEBE, nach dem modifizierten Verfahren von GOUGHNOUR und BAYUK und mit numerischer Simulation.

Anhand der Messergebnisse konnte festgestellt werden, dass die Bruchlast der Säulengruppe etwa bei 900 kN erreicht wird. Die Berechnung der unteren Grenze der Tragfähigkeit nach BOUASSIDA für schwimmende Säulengruppen liefert eine Grenzlasterlast von $Q_{\text{Grenz}} = 994$ kN, wenn die undrainierte Scherfestigkeit des Bodens mit $c_u = 18$ kPa und der Reibungswinkel des Säulenmaterials mit $\varphi_s = 45^\circ$ angesetzt werden. In Tabelle 36 sind die Ergebnisse der Berechnungen nach BOUASSIDA für den Ansatz der undrainierten Scherfestigkeit (Fall A) bzw. die effektiven Festigkeitsparameter (Fall B) des umgebenden Bodens zusammengefasst. Der Rechengang des Verfahrens ist eingehend in BOUASSIDA (2000, 2001) erläutert, der Algorithmus wurde im Rahmen dieser Arbeit programmtechnisch umgesetzt.

Tabelle 36: Bruchlast nach BOUASSIDA.

	Fall A	Fall B
Undrainierte Scherfestigkeit des Bodens c_u [kPa]	18	-
Effektive Kohäsion des Bodens c' [kPa]	-	14
Effektiver Reibungswinkel des Bodens φ' [°]	-	18
Effektiver Reibungswinkel des Säulenmaterials φ' [°]	45	45
Bruchlast nach BOUASSIDA $Q_{G,Bou}$ [kN]	994	1224

Die mit dem Verfahren BOUASSIDA ermittelte Traglast liegt relativ genau im Bereich der gemessenen Tragfähigkeit, wenn nur die undrainierte Scherfestigkeit des umgebenden Bodens angesetzt wird. Damit ist dieses Verfahren gut geeignet eine Abschätzung der Tragfähigkeit einer Säulengruppe zu liefern.

5.2.5.3 Bewertung der analytischen Verfahren

Sowohl mit dem Verfahren von PRIEBE mit der jüngsten Erweiterung (PRIEBE (2003)) zur Berücksichtigung des Last-Verformungsverhaltens von schwimmenden Gründungen als auch mit dem Verfahren von GOUGHNOUR und BAYUK mit der hier vorgestellten Modifikation für begrenzte Lastflächen kann das Last-Verformungsverhalten von Fundamenten auf Gruppen von Rüttelstopfsäulen berechnet werden. Bei den hier untersuchten Beispielen werden die Setzungen dabei von den analytisch ermittelten Verformungen nach PRIEBE um ca. 15% unterschätzt, während das modifizierte Verfahren von GOUGHNOUR und BAYUK 30% größere Verformungen liefert. Beiden Verfahren ist gemein, dass sie die grundlegenden mechanischen Prozesse nicht korrekt abbilden, was insbesondere für die Anpassung an die Randbedingungen einer Säulengruppe gilt. Daher sollten die Verfahren nur für eine Vor-dimensionierung eingesetzt werden. Der Bemessungsansatz von BOUASSIDA kann zur Abschätzung der Tragfähigkeit eines Fundamentes auf einer Gruppe von Rüttelstopfsäulen herangezogen werden. Er liefert jedoch nur eine Aussage über die Bruchlast und ermöglicht keinerlei Prognose der eintretenden Verformungen.

5.3 Zusammenfassung

Die in diesem Kapitel vorgestellten numerischen Berechnungen haben gezeigt, dass das Verhalten einer Gruppe von Rüttelstopfsäulen zutreffend mit dem hier vorgeschlagenen numerischen Modell beschrieben werden kann. Dabei werden die maßgeblichen Interaktionen sowohl in qualitativer als auch in quantitativer Hinsicht abgebildet. Die Nachrechnung von Labor- und in situ-Versuchen hat gezeigt, dass monotone Belastungspfade zutreffend mit einer einfachen elasto-plastischen Modellierung des Stoffverhaltens nach Drucker-Prager modelliert werden. Die bleibenden Verschiebungen nach einer Entlastung können nur unter Berücksichtigung von Verfestigungsansätzen mit höherwertigen Stoffmodellen errechnet werden. Für die im folgenden Kapitel vorzustellenden Parameterstudien wird das Stoffmodell A aufgrund der wesentlich geringeren Rechenzeit verwendet, da hier keine Lastwechsel modelliert werden. Von besonderer Bedeutung ist die wirklichkeitsgetreue Abbildung der einzelnen Bauphasen, wie das Beispiel der Simulation der Probelastung in Probefeld C zeigt. Der Vergleich mit analytischen Methoden unterstreicht die Notwendigkeit numerischer Berechnungen zur Prognose des Verformungsverhaltens von Gruppen von Baugrundverbesserungssäulen nach dem Rüttelstopfverfahren. Die unterschiedlichen Berechnungsansätze liefern Ergebnisse mit einer erheblichen Bandbreite und liegen nicht immer auf der sicheren Seite.

6 Parameterstudien zum Gruppentragverhalten von Baugrundverbesserungssäulen nach dem Rüttelstopfverfahren

6.1 Einleitung

Zur Analyse des Gruppenverhaltens von Baugrundverbesserungssäulen nach dem Rüttelstopfverfahren werden die Ergebnisse von numerischen Berechnungen unter Variation einzelner Berechnungsparameter herangezogen. Anhand zahlreicher numerischer Berechnungen wird die Sensitivität des Gesamtsystems Fundamentplatte, Schottersäulen und Boden auf die Variation einzelner Parameter im Hinblick auf die verbessernde Wirkung untersucht. Zur Bewertung werden im Wesentlichen der ermittelte Setzungsverbesserungsfaktor β und die Spannungskonzentration n herangezogen. Die Setzungsverbesserung ist dabei auf die errechneten Vertikalverschiebungen des Fundamentmittelpunktes bezogen, wobei die entsprechenden Geometrie- und Materialparameter berücksichtigt werden, jedoch keine Baugrundverbesserungssäulen vorhanden sind. Anhand einer Wirtschaftlichkeitsbetrachtung wird die Anwendung der hier vorgestellten numerischen Berechnungsmethode auf die Optimierung von Baugrundverbesserungsmaßnahmen unter Einzelfundamenten gezeigt.

6.2 Numerisches Modell

Für die Berechnungen wurde ein vollständig parametrisiertes Berechnungsmodul mit Hilfe der APDL-Programmiersprache für das FEM-Programmsystem ANSYS entwickelt. Es basiert auf den im vorangegangenen Kapitel erläuterten Zusammenhängen und wird hier kurz beschrieben.

Mit dem Berechnungsmodul ist es möglich, das Last-Verformungsverhalten von quadratischen Fundamentplatten beliebiger Abmessungen auf Gruppen von Baugrundverbesserungssäulen nach dem Rüttelstopfverfahren unter vertikaler Belastung zu ermitteln. Die Berechnungsparameter lassen sich in die Gruppen:

- Systemabmessung,
- Baugrundparameter,
- Plattenparameter,
- Säulenparameter,
- Ausgleichsschichtparameter,
- Parameter zur Herstellungssimulation,
- Netzparameter,
- Belastungsparameter und
- Parameter zur Steuerung des Berechnungsalgorithmus

gliedern. Bei der Berechnung wird unter Ausnutzung der Symmetrieebenen nur ein Achtelausschnitt eines zylindrischen Gesamtsystems modelliert, dessen Abmessungen auf der Grundlage von Konvergenzstudien festgelegt wurden (vgl. Bild 146).

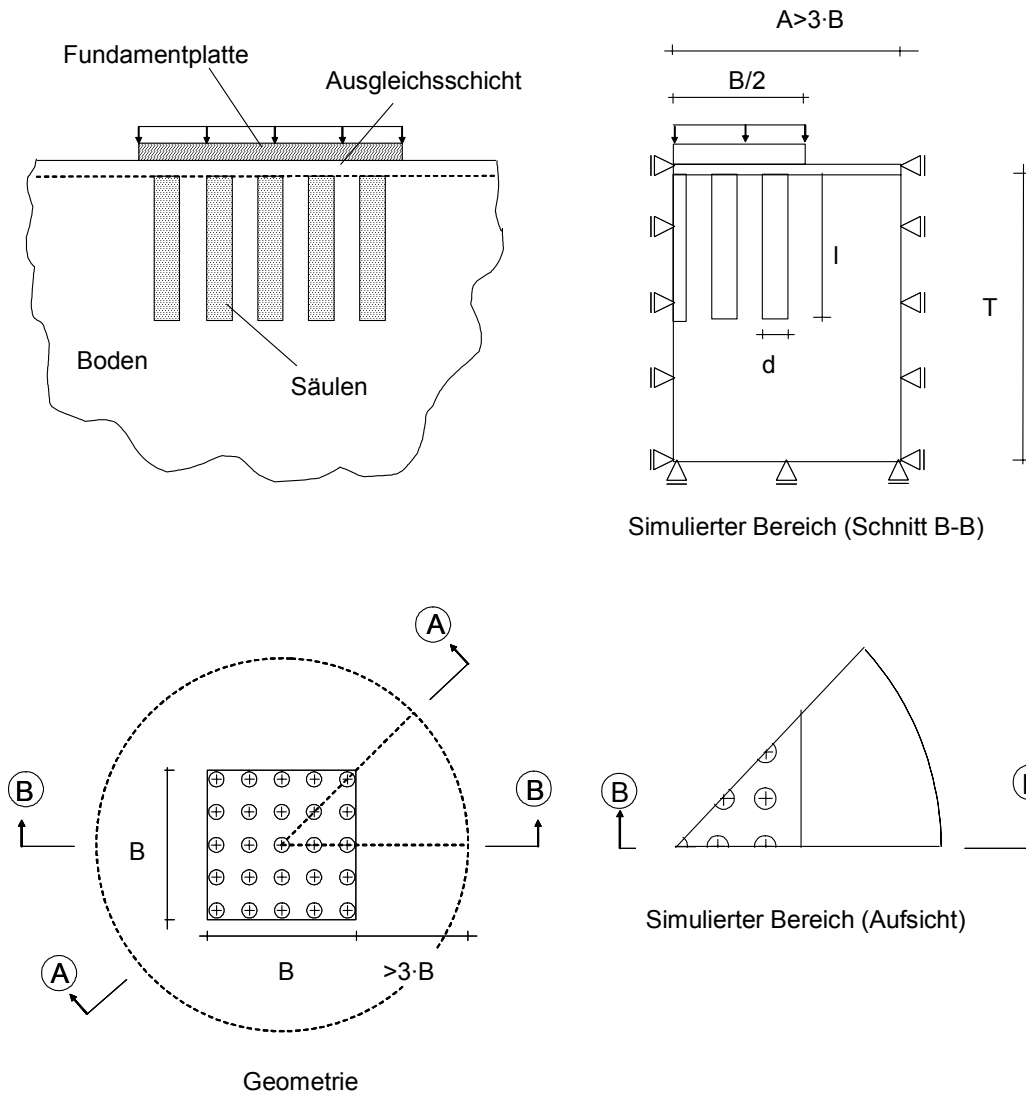


Bild 146: Modellierung des Gesamtsystems unter Ausnutzung von Symmetrieebenen.

Das System weist die Abmessungen des Berechnungsausschnitts, also die Tiefe T und den Radius A des Berechnungszylinders, auf. Zu den Baugrundparametern zählen im Einzelnen:

- Anzahl der Schichten (max. 6),
- Tiefenlage der einzelnen Schichten.

Die Plattenparameter bestehen aus:

- Abmessung der Fundamentplatte (Breite B , Höhe H),
- Materialparameter der Platte (linear elastisch).

Dabei wird davon ausgegangen, dass der Beton rissfrei, also im Zustand I verbleibt. Eine Vergleichsberechnung mit reduzierten Steifigkeiten zur Berücksichtigung des Zustandes II hat gezeigt, dass dadurch kein Einfluss auf die Setzungsverbesserung ausgeübt wird (vgl. Anhang F).

Zur Definition der Säulengruppe von bis zu 81 Säulen unter der Platte sind folgende Angaben erforderlich:

- Anzahl der Säulen unterhalb der Platte,
- Lage der Säulen unter der Platte (beliebige Anordnungen sind möglich, die allerdings die Symmetriebedingungen erfüllen müssen),
- Länge und Durchmesser der Säulen,
- Materialparameter der Säulen in Abhängigkeit von der gewählten stofflichen Modellierung.

Oberhalb der Säulenköpfe ist die Anordnung einer Ausgleichschicht vorgesehen, für die folgende Parameter benötigt werden:

- Dicke der Ausgleichschicht,
- Materialparameter der Ausgleichschicht in Abhängigkeit von der gewählten stofflichen Modellierung.

Optional ist die Berücksichtigung von Einflüssen der Säulenherstellung auf den umgebenden Boden möglich, indem:

- der Aufweitungsbetrag zur Berücksichtigung von Verspannungseffekten und
- der Bereich und der Faktor der Steifigkeitserhöhung in der Verbesserungszone um die Säulengruppe herum

angegeben werden.

Die Netzdichte in den einzelnen Bereichen, insbesondere in Zonen hoher Spannungsgradienten wie z. B. unter der Fundamentkante, werden mit den Netzparametern gesteuert, die im Wesentlichen in der Angabe der Unterteilung einzelner Abschnitte zur Definition der Netzfeinheit bestehen. In Bild 147 und Bild 148 wird beispielhaft das Elementnetz für die Berechnung einer Säulengruppe von 41 Säulen gezeigt.

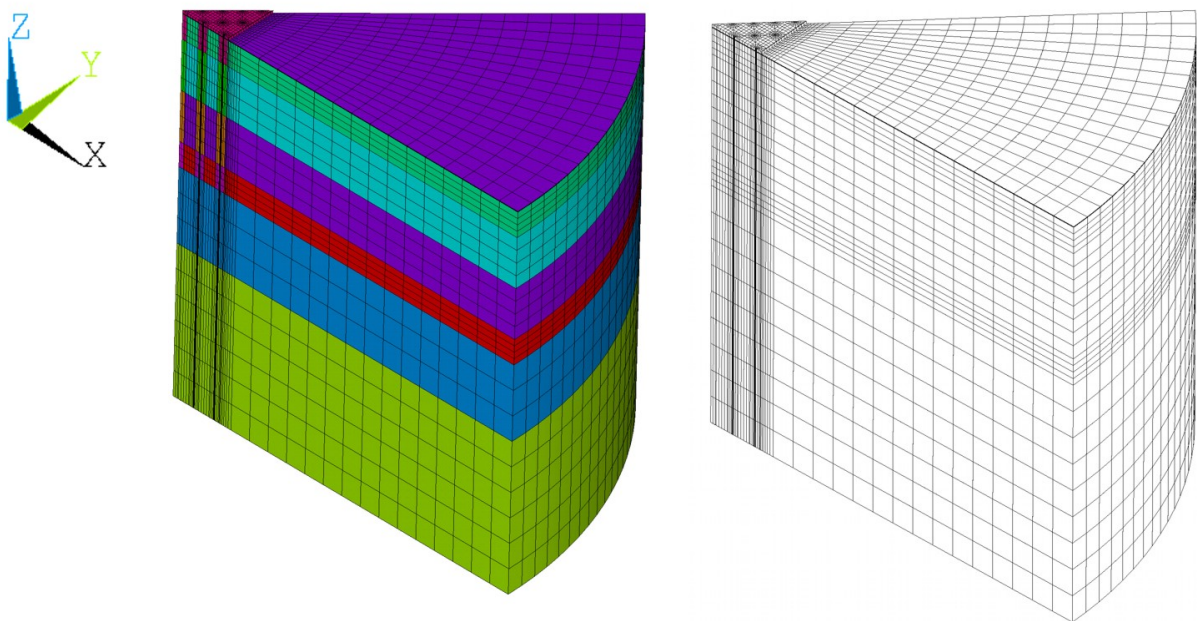


Bild 147: 3-D Ansicht des FE-Netzes zur Modellierung einer Gruppe von 41 Säulen mit Einfärbung der Bodenschichten.

Schließlich ist es erforderlich die Parameter der Belastung:

- Gesamtlast und
- Lastschrittanzahl

sowie die Berechnungsparameter zur Steuerung des Lösungsalgorithmus anzugeben.

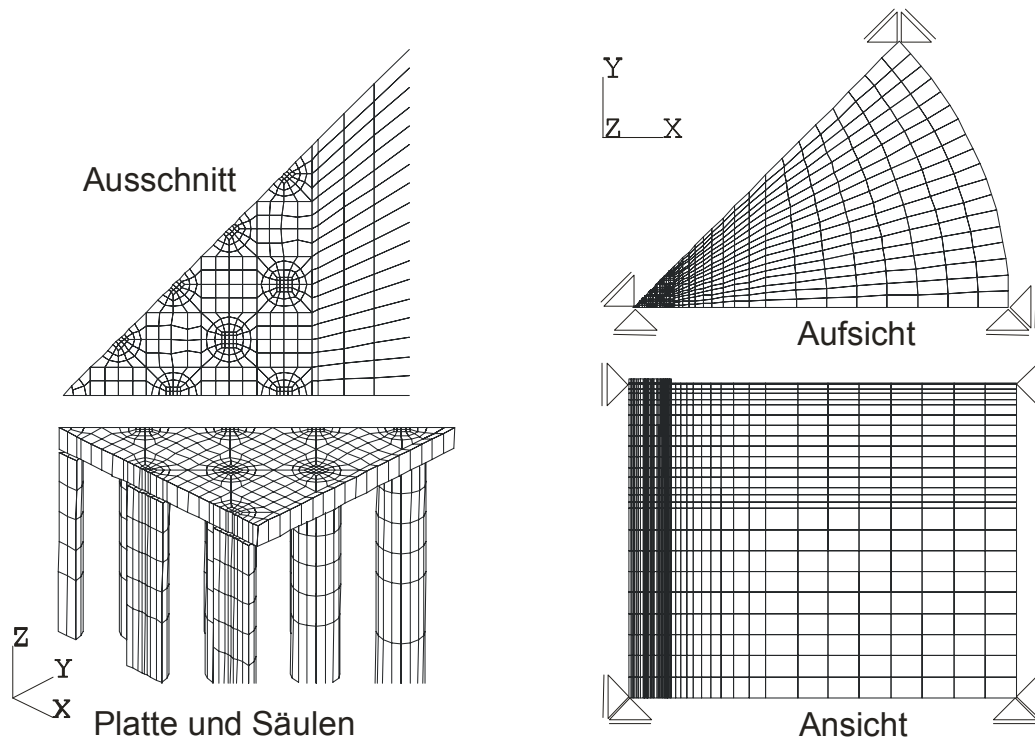


Bild 148: Ansicht und Aufsicht des FE-Netzes zur Modellierung einer Gruppe von 41 Säulen.

6.3 Einflussfaktoren und Berechnungsannahmen

Die Entwurfparameter einer Baugrundverbesserung sind zum einen der Reibungswinkel und das Dilatanzverhalten des Säulenmaterials und zum anderen die Geometrieparameter der Säulengruppe (vgl. Bild 149), also das Flächenverhältnis a und das Längenverhältnis λ :

$$a = \frac{A_{\text{Säulen}}}{A_{\text{Fundament}}}, \quad (75)$$

$$\lambda = \frac{l}{T}, \quad (76)$$

mit	$A_{\text{Säulen}}$	Summe der Querschnittsflächen der Säulen [m ²],
	$A_{\text{Fundament}}$	Grundfläche des Fundamentes [m ²],
	l	Länge der Säulen [m],
	T	Mächtigkeit der nicht tragfähigen Schicht [m].

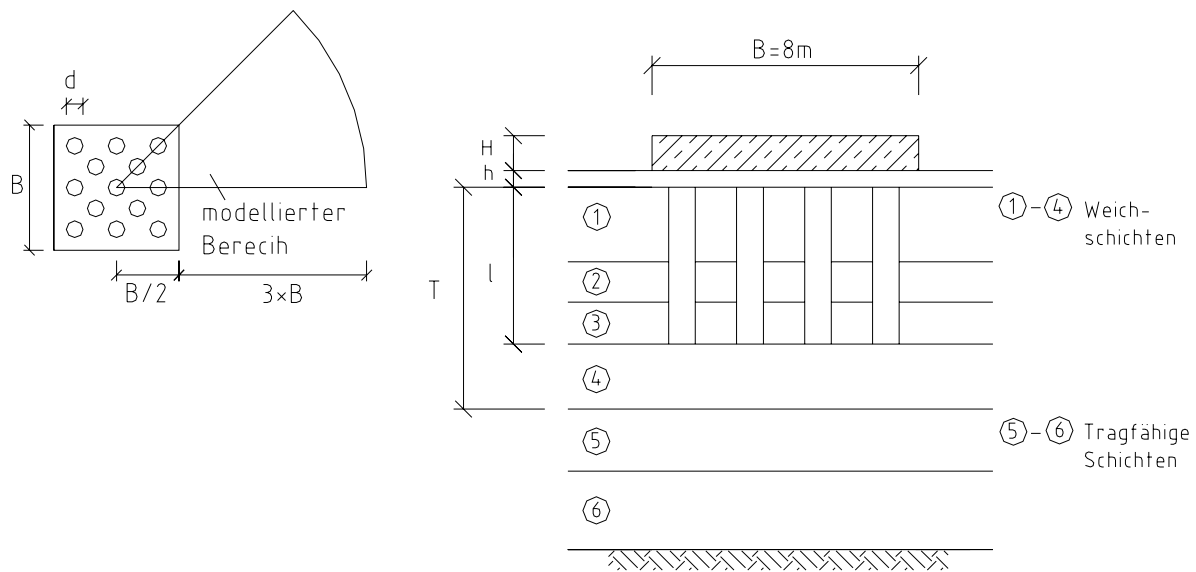


Bild 149: Bezeichnungen der Gründungssituation

Der Reibungswinkel und das Dilatanzverhalten des Säulenmaterials werden vom Einbaumaterial und dem Grad der Verdichtung bestimmt und sind einerseits von der lokalen Verfügbarkeit von Schotter oder Kies und andererseits vom Einbauverfahren abhängig. Im vorangegangenen Kapitel wurde gezeigt, dass beide Parameter wesentlich das Last-Verformungsverhalten beeinflussen. Bei den im Rahmen der Feldversuche durchgeführten Untersuchungen wurde ein projektspezifischer Reibungswinkel des Säulenmaterials von $\varphi'_{\text{Säule}} = 45^\circ$ und ein Dilatanzwinkel von $\psi = 0,5 \cdot \varphi'_{\text{Säule}}$ ermittelt.

Die Säulensteifigkeit ist kein eigenständiger Einflussparameter. Wie in den vorangegangenen Kapiteln gezeigt, geht das Säulenmaterial aufgrund der Spannungskonzentration schon bei relativ geringen Belastungen in den plastischen Zustand über, so dass der Elastizitätsmodul nur eine untergeordnete Rolle spielt. Natürlich stellt sich der Elastizitätsmodul nicht unabhängig vom Reibungswinkel und vom Grad der Verdichtung des Einbaumaterials ein, so dass Elastizitätsmoduln zwischen dem Zwanzigfachen und dem Fünzfachen des Elastizitätsmoduls der zu verbessernden Schicht angesetzt werden können. In Bild 150 links ist für ein Fundament auf vier Säulen der Einfluss des Verhältnisses der Elastizitätsmoduln von Säule und zu verbesserndem Boden auf die Setzungsverbesserungswerte β gezeigt. Die Veränderung der Setzungsverbesserung β ist im praktisch relevanten Bereich des E-Modulverhältnisses nur noch gering.

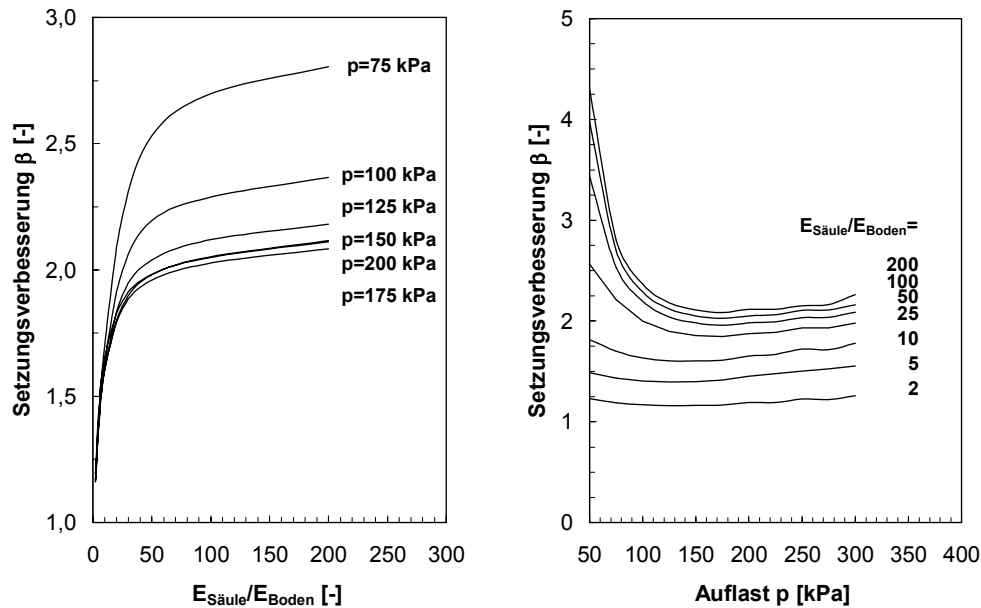


Bild 150: Setzungsverbesserung bei Variation des Steifigkeitsverhältnisses.

Die Setzungsverbesserungswerte bei niedrigen Belastungen sind höher und das Verhältnis der Elastizitätsmoduln hat größeren Einfluss auf die Setzungsverbesserung (vgl. Bild 150 rechts). Ab etwa 150 kPa zeigt die Setzungsverbesserung bei steigender Belastung dann wieder einen leichten Anstieg, der in sehr großen Lastbereichen, die hier nicht dargestellt sind, weiter zunimmt. Diese großen Setzungsverbesserungen ergeben sich aus den hohen errechneten Setzungen des Fundamentes ohne Verbesserung in der Nähe der Bruchlast und sind daher mit Unsicherheiten behaftet.

Für die weiteren Berechnungen werden der Elastizitätsmodul des Säulenmaterials mit $E = 100\,000$ kPa und die Querdehnzahl mit $\nu = 0,3$ festgelegt. Der Reibungswinkel variiert zwischen $\varphi'_{\text{Säule}} = 35^\circ$ und $\varphi'_{\text{Säule}} = 50^\circ$ mit einem konstanten Dilatanzwinkel von $\psi = 0,5 \cdot \varphi'_{\text{Säule}}$. Die Bewertung der Setzungsverbesserung erfolgt für den Gebrauchslastbereich zwischen 100 kPa und 200 kPa. Aus den Untersuchungen im vorangegangenen Kapitel wird abgeleitet, dass die Berücksichtigung linear elastisch - ideal plastischen Materialverhaltens mit nicht assoziierter Fließregel das Last-Verformungsverhalten einer Gruppe von Rüttelstopfsäulen unter monoton steigender Belastung hinreichend genau beschreibt. Für die im Folgenden vorgestellten Sensitivitätsstudien werden die Ausgangswerte der Materialparameter wie in Tabelle 37 gezeigt definiert. Der Grundwasserstand wurde dabei in Höhe der Geländeoberkante angenommen. Eine Simulation der Steifigkeitserhöhung und der Verspannung mit dem umgebenden Boden infolge der Säulenherstellung wird bei den Parameterstudien nicht vorgenommen, da ihre Berücksichtigung im numerischen Modell nur bei Böden erfolgen sollte, in denen solche Verbesserungen nicht durch Kriechvorgänge wieder abgebaut werden. Die Untersuchungen

in Kapitel 5.2.3 haben gezeigt, dass die Berücksichtigung von Herstellungseinflüssen die Setzungsverbesserungswerte β um bis zu 50% erhöhen kann.

Tabelle 37: Berechnungsparameter.

	Platte	Ausgleichs- schicht	Zu verbessernde Schicht (1)	Tragfähige Schicht (2)	Säulen
Elastizitätsmodul E [MPa]	35000	100	2	80	100
Querdehnzahl ν [-]	0,2	0,3	0,4	0,35	0,3
Wichte γ/γ' [kN/m ³]	25/-	18/10	16/8	18/10	22/12
Reibungswinkel φ' [°]	-	35	20	25	35
Kohäsion c' [kPa]	-	0	10	15	0
Dilatanzwinkel ψ [°]	-	17,5	4*	4*	17,5

* In Anlehnung an Laborversuche (vgl. Anhang B) gewählt.

Das Tragverhalten einer Gruppe von Rüttelstopfsäulen wird von einer Reihe weiterer Einflussfaktoren bestimmt. Zum einen ist dies die Gruppe der Parameter, die die äußeren Randbedingungen der Gründungssituation beschreiben. Dazu zählen z. B. die Abmessung der Gründungsplatte und die Dicke der zu verbessernden Schicht. Auch die Steifigkeit des zu verbessernden Bodens kann zu diesen Parametern gezählt werden. In Anlehnung an SCHULZE (1964) und DIN 4018 Beiblatt 1 (1981) kann aus diesen Parametern die Systemsteifigkeit K_S ermittelt werden (Bezeichnungen wie in Bild 149):

$$K_S = \frac{E_{\text{Platte}}}{12 \cdot E_{\text{Boden}}} \cdot \left(\frac{H}{B}\right)^3 \cdot \left(\frac{T}{B}\right), \quad (77)$$

mit

E_{Platte}	Elastizitätsmodul der Fundamentplatte [kPa],
E_{Boden}	Elastizitätsmodul der zu verbessernden Schicht [kPa],
H	Plattendicke [m],
B	Seitenlänge der Platte [m],
T	Mächtigkeit der nicht tragfähigen Schicht [m].

Die Setzungsverbesserung β ist bei unterschiedlichen Fundamentabmessungen aber gleicher Systemsteifigkeit K_S innerhalb des Gültigkeitsbereiches, der unten definiert wird, identisch. In Bild 151 links sind die Last-Verschiebungsdiagramme für Gründungssituationen mit einem Flächenverhältnis von $a = A_S/A_F = 0,20$ für drei quadratische Einzelfundamente unterschiedlicher Abmessungen dargestellt. Zusätzlich ist die Simulation des unendlich ausgedehnten Säulenrasters mit $a = A_S/A = 0,20$ in der Einheitszelle angegeben. Je größer die belastete Fläche und der Betrag der Belastung, desto größer sind natürlich auch die

absoluten Setzungen. Die Ursache dafür ist die unterschiedliche Vertikalspannungsverteilung im Untergrund. In Bild 151 rechts werden zum Vergleich die Vertikalspannungsverteilungen in den Säulenzwischenräumen einer Gruppe von 5×5 Säulen unter einem quadratischen Fundament ($B = 8 \text{ m}$) bzw. des entsprechenden ausgedehnten Säulengitters ($B = \infty$) bei einer Belastung der Fundamentplatte von $p = 200 \text{ kPa}$ gezeigt. Die Lastkonzentration in den Säulen führt zu einer Reduktion der Spannungen im Boden gegenüber der Situation ohne Baugrundverbesserung ($a = 0$). Unterhalb der Säulenfüße gleichen sich die Spannungsverteilungen wieder an.

Durch eine Betrachtung der Setzungsverbesserung β wird deutlich, dass bei gleicher Systemsteifigkeit K_S auch gleiche Verbesserungswerte β unabhängig von der eigentlichen Fundamentbreite B ermittelt werden (vgl. Bild 152). Für große Fundamentabmessungen und den Grenzfall des ausgedehnten Säulengitters können die Ansätze der Systemsteifigkeit jedoch mehr nicht verwendet werden. Entsprechend ergeben sich andere Setzungsverbesserungswerte. Dies unterstreicht die Notwendigkeit einer gesonderten Betrachtung von Einzelfundamenten im Vergleich zu den Ansätzen für das ausgedehnte Säulengitter. Für die folgenden Untersuchungen werden die Fundamentabmessungen auf maximal 20 m und die Systemsteifigkeit auf Werte von $K_S > 0,3$ begrenzt. Für andere Abmessungen sind in jedem Fall gesonderte Untersuchungen beispielsweise mit dem hier vorgestellten numerischen Modell erforderlich.

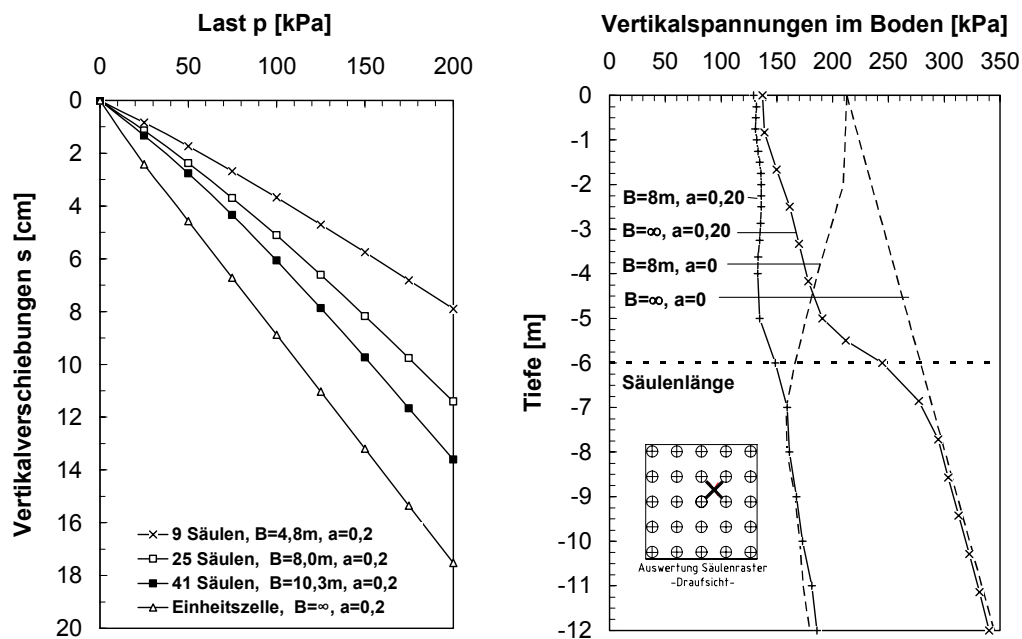


Bild 151: Vertikale Verschiebungen der Fundamentplatte und Spannungsverteilung im Boden bei variabler Fundamentbreite aber gleicher Systemsteifigkeit ($K_S = \text{const.}$).

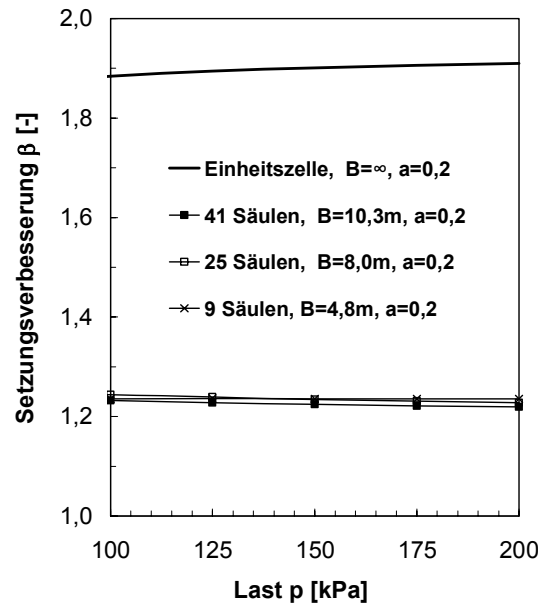


Bild 152: Setzungsverbesserung β bei variabler Fundamentbreite aber gleicher Systemsteifigkeit ($K_S = \text{const.}$).

Eine weitere Parametergruppe, die das Tragverhalten bestimmt, besteht aus den Festigkeiten des Säulenmaterials und der zu verbessernden Schicht. Letztere bestimmen die maximale seitliche Stützung für die Säulen. Im Folgenden wird ein Stützbeiwert e definiert, der den Quotienten aus dem rechnerischen Erdwiderstand - bei Vernachlässigung des Bodeneigengewichts - und der Auflast p darstellt:

$$e = \frac{p \cdot \frac{\cos^2 \varphi'}{(1 - \sin \varphi')^2} + 2 \cdot \sqrt{\frac{\cos^2 \varphi'}{(1 - \sin \varphi')^2} \cdot c'}}{p}, \quad (78)$$

mit

p	Fundamentbelastung [kPa],
φ'	effektiver Reibungswinkel der zu verbessernden Schicht [°],
c'	effektive Kohäsion der zu verbessernden Schicht [kPa].

Die den Berechnungen zugrunde liegenden Annahmen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Setzungsverbesserungen beziehen sich auf die mit dem gleichen numerischen Modell ermittelten Setzungen eines Fundamentes ohne die Anordnung von Baugrundverbesserungssäulen.
- Das Fundament wird gleichmäßig vertikal belastet.
- Es findet keine Interaktion mit benachbarten Fundamenten statt.
- Säule und Boden werden mit linear elastisch – ideal plastischem Materialverhalten mit der Bruchbedingung nach Drucker-Prager und nicht-assoziierter Fließregel

modelliert. Die Materialparameter entsprechen, wenn nicht anderweitig aufgeführt, den Angaben in Tabelle 37.

- Es findet keine Durchmischung von Boden und Säulenmaterial statt.
- Das Säulenraster mit mehr als vier Säulen ist gleichmäßig verteilt.
- Es werden die Verformungen im Gebrauchszustand untersucht.
- Es findet keine Berücksichtigung der verbessernden Wirkung durch Simulation der Säulenherstellung statt. Eine Erfassung der Herstellungseinflüsse führt zu Setzungsverbesserungen, die bis zu 50% über den im Folgenden ermittelten Werten liegen können.
- Die gezeigten Diagramme sind für quadratische Fundamente mit einer Seitenlänge von $B \leq 20 \text{ m}$ und einer Systemsteifigkeit von $K_S \geq 0,3$ entwickelt. Für andere Verhältnisse sind gesonderte Berechnungen erforderlich.

6.4 Einfluss des Flächenverhältnisses

Der wesentliche Entwurfsparameter bei der Dimensionierung einer Baugrundverbesserung mit Rüttelstopfsäulen ist der Anteil der Säulenquerschnittsfläche an der Fundamentfläche, auch Verbau- oder Flächenverhältnis $a = A_S/A_F$ genannt. Ein Flächenverhältnis von $a = 1$ kommt einem Bodenaustausch gleich, während mit $a = 0$ die Setzungen ohne Verbesserungsmaßnahmen errechnet werden. Der praktisch relevante Bereich für das Flächenverhältnis liegt etwa zwischen $a = 0,2$ und $a = 0,6$.

In Bild 153 ist die bei den folgenden Berechnungen angesetzte Geometrie für aufstehende Säulen gezeigt. Das Flächenverhältnis a wird dabei durch Veränderung der Säulenanzahl zwischen 9 und 81 Säulen mit einem Durchmesser von $d = 80 \text{ cm}$ variiert. Zur Ermittlung der Setzungsverbesserungswerte β werden die vertikalen Verschiebungen in der Mitte des $8 \text{ m} \times 8 \text{ m}$ -Fundamentes herangezogen. Der Reibungswinkel des Säulenmaterials wird mit $\varphi'_{\text{Säule}} = 35^\circ$ angesetzt. Die Säulen sind bis auf den tragfähigen Horizont hinabgeführt.

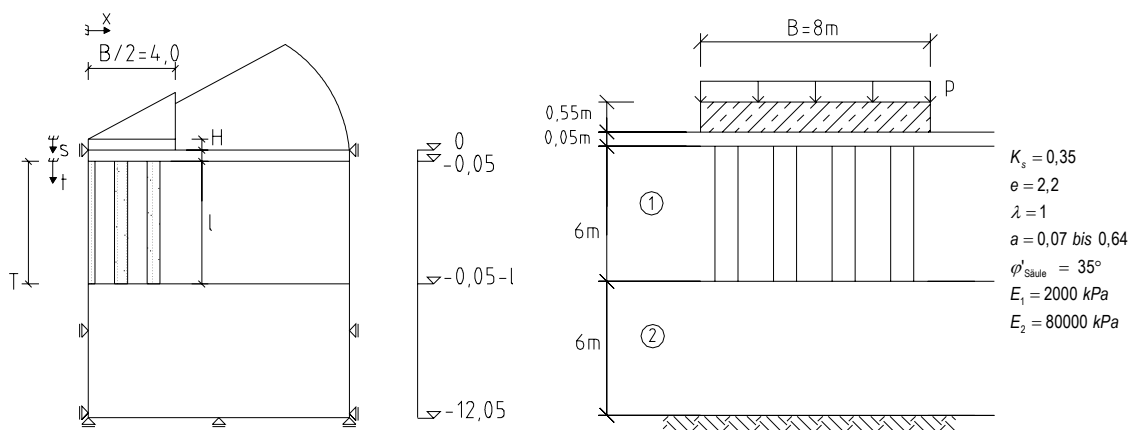


Bild 153: Geometrie zur Variation des Flächenverhältnisses.

Bild 154 links zeigt die Setzungsverbesserung β in Abhängigkeit vom Flächenverhältnis a für unterschiedliche Belastungen p . Wie bereits erläutert, ist die Setzungsverbesserung bei geringer Belastung größer als im Gebrauchslastbereich. Für ein Flächenverhältnis von $a = 0,5$ werden Setzungsverbesserungen von etwa $\beta = 2$ erreicht, was mit dem hier angesetzten, geringen Reibungswinkel des Säulenmaterials zusammenhängt. Im Weiteren wird eine Analyse der Lastverteilung zwischen Säulen und umgebenden Boden vorgenommen. In Bild 154 rechts ist der Lastanteil der Säulen an der Vertikalbelastung in Höhe der Säulenköpfe gezeigt.

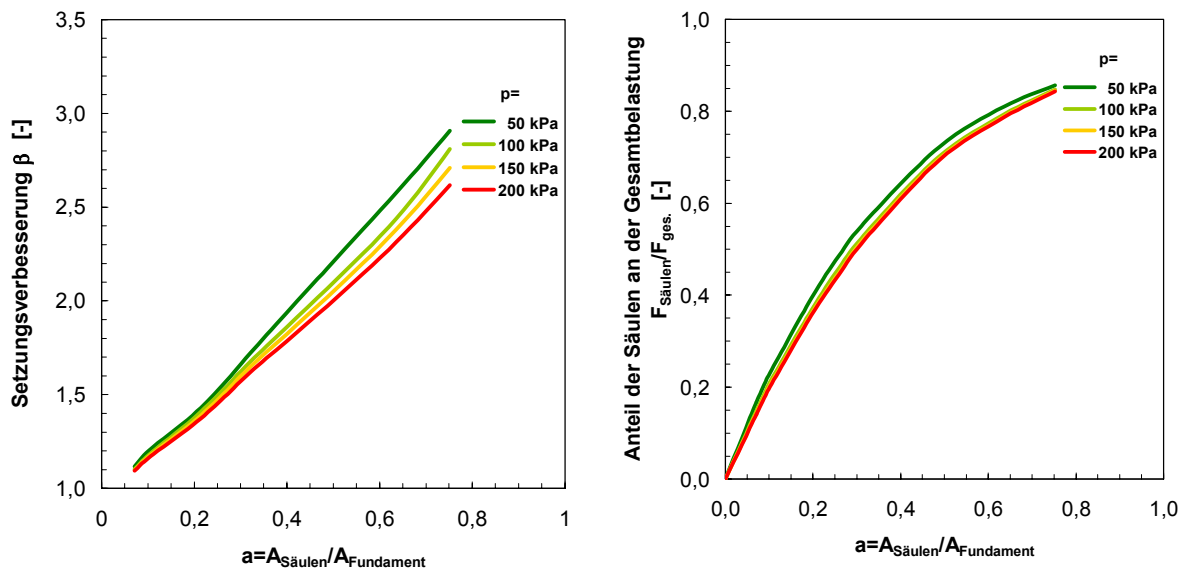


Bild 154: Setzungsverbesserung β und Lastanteil der Säulen an der Gesamtbelastung in Abhängigkeit des Flächenverhältnisses a für $K_S=0,35$, $e=2,2$, $\lambda=1$, $\varphi'_{\text{Säule}} = 35^\circ$.

Die Lastaufteilung ist nahezu unabhängig von der Größe der Gesamtbelastung. Mit steigendem Anteil der Säulen an der Gesamtfläche steigt auch ihr Anteil an der Belastung. Im praktisch relevanten Bereich zwischen $a = 0,2$ und $a = 0,6$ nehmen die Säulen zwischen 40% und 80% der vertikalen Belastung auf.

Die Lastverteilung innerhalb der Säulengruppe ist dabei im Wesentlichen von der Biegesteifigkeit der Fundamentplatte abhängig. In Bild 155 werden beispielhaft die Vertikalspannungsverteilungen in Höhe der Säulenköpfe und die Setzungsmulden bei einer Fundamentbelastung von 200 kPa für drei unterschiedliche Fundamenthöhen H gezeigt. Dabei sind 41 Säulen mit einem Durchmesser von $d = 0,8$ m unter dem quadratischen Fundament von $B = 8$ m Seitenlänge angeordnet, was ein Flächenverhältnis von $a = A_S / A_F = 0,32$ ergibt. Dargestellt ist ein Viertelausschnitt des Fundamentes bzw. ein Schnitt durch die Fundamentplatte entlang der Achse B-B (vgl. Bild 146).

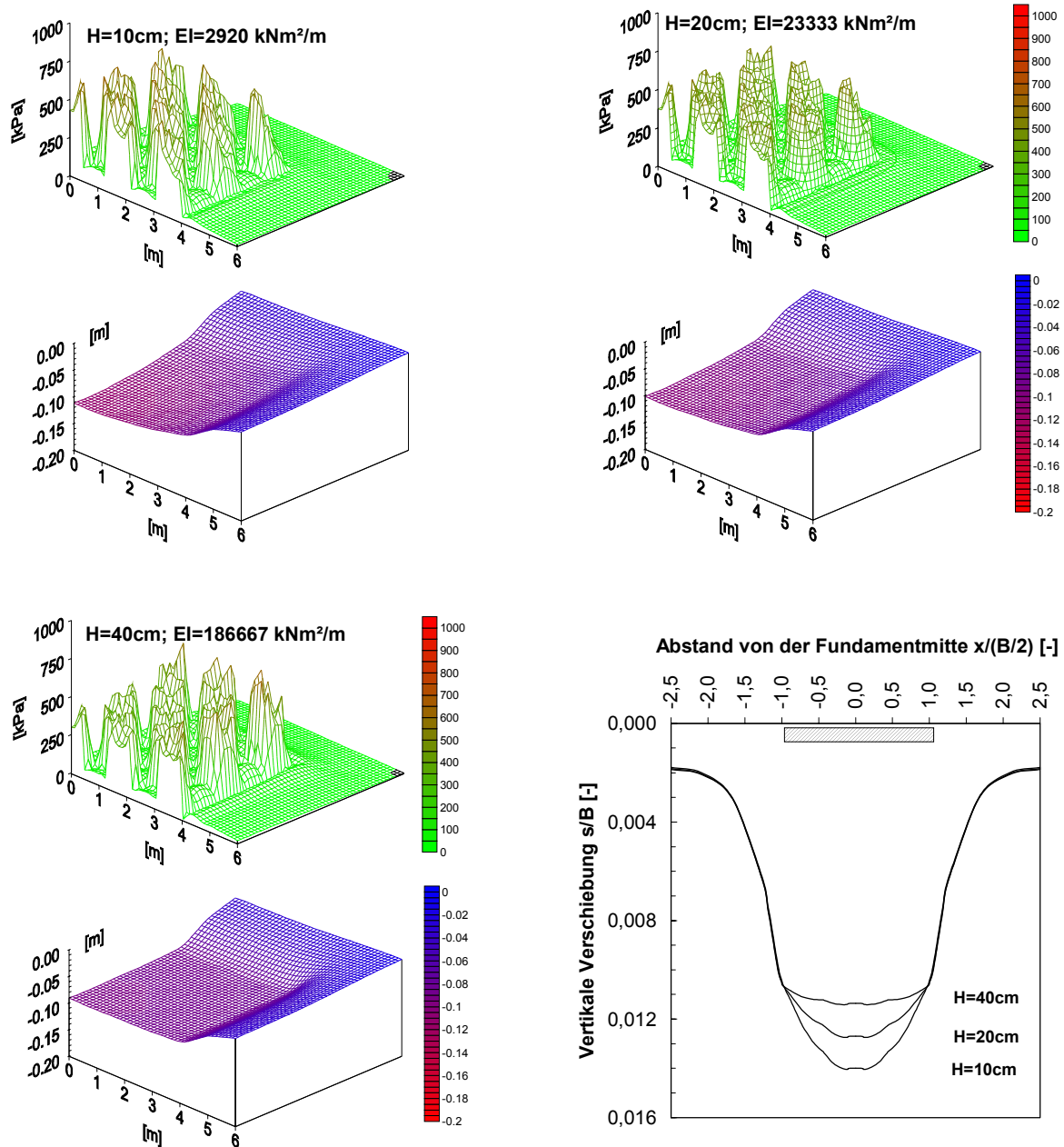


Bild 155: Vertikalspannungen in Höhe der Säulenköpfe und Setzungsmulde im Schnitt B-B bei variabler Fundamentsteifigkeit EI_{Platte} für $a = 0,32$; $e=2,2$, $\lambda=1$, $\varphi'_{\text{Säule}} = 35^\circ$.

In Abhängigkeit von der Steifigkeit der Fundamentplatte ergibt sich eine unterschiedliche Verteilung der Spannungen und damit der Ausnutzung der einzelnen Säulen. In Bild 156 sind die Verhältnisse der Spannungen auf der Mittelsäule zu den Spannungen auf einer Rand- bzw. einer Ecksäule gezeigt. Weiterhin ist das Spannungsverhältnis $n = \sigma_{\text{Säulen}} / \sigma_{\text{Boden}}$ für die drei unterschiedlichen Fundamenthöhen angegeben. Aus Bild 157 können die in Höhe der Säulenköpfe errechneten Vertikalkräfte für die unterschiedlichen Flächenverhältnisse a und Fundamenthöhen H entnommen werden. Für eine gleichmäßige Belastung der Säulen ist eine möglichst hohe Fundamentsteifigkeit anzustreben, was jedoch zu größeren Plattendicken führt.

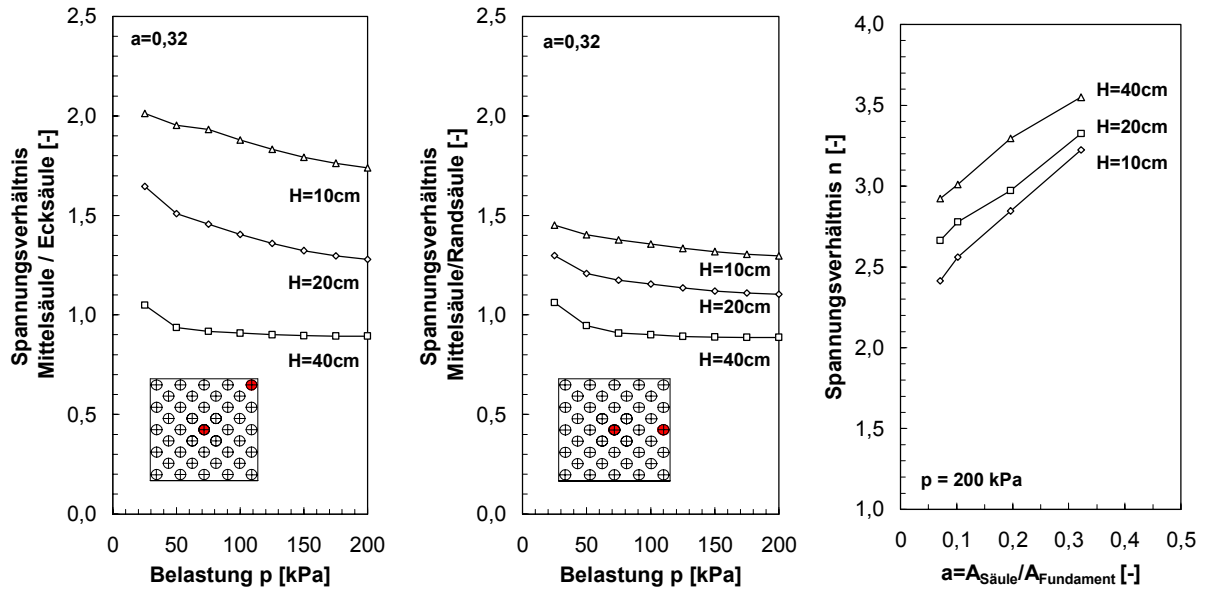


Bild 156: Spannungsverhältnis der Säulen untereinander und im Verhältnis zum Boden bei variabler Fundamentsteifigkeit EI_{Platte} für $a = 0,32$; $e=2,2$, $\lambda=1$, $\varphi'_{\text{Säule}} = 35^\circ$.

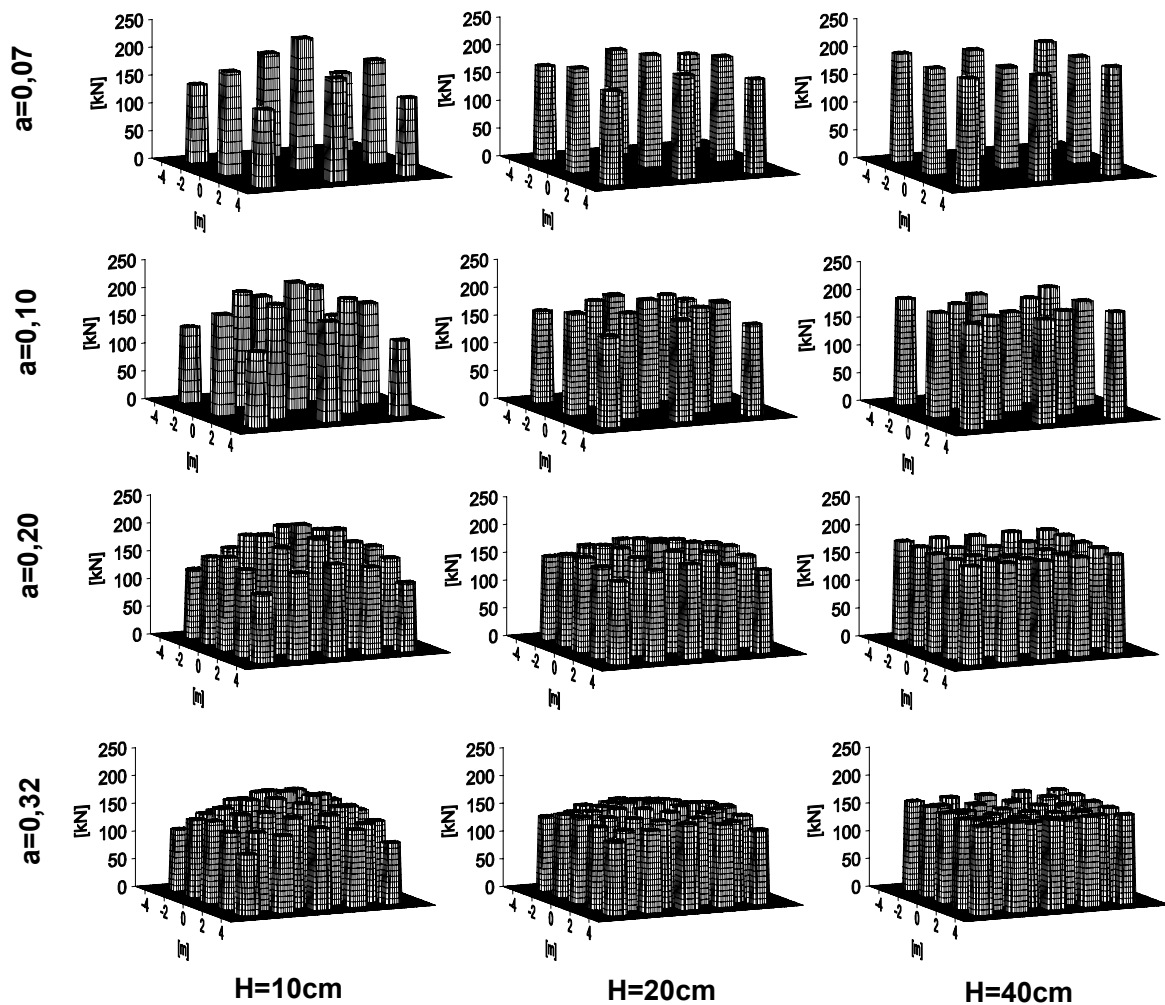


Bild 157: Vertikalkräfte in den Säulen bei einer Auflast von $p = 200 \text{ kPa}$ für eine variable Fundamentsteifigkeit EI_{Platte} und variables Flächenverhältnis a .

6.5 Einfluss des Fußauflagers

Bei der Dimensionierung von Baugrundverbesserungen nach dem Rüttelstopfverfahren lassen sich zwei grundsätzliche Anwendungsfälle unterscheiden. Existiert ein tragfähiger Horizont in einer Tiefe, die mit vertretbarem technischem Aufwand erreichbar ist, so werden die Säulen in der Regel bis auf diese tragfähige Schicht hinabgeführt. Man spricht dann von aufstehenden Säulen. Nur wenn dieser tragfähige Horizont nicht existiert oder erst in sehr großen Tiefen ansteht, werden die Säulen auch schwimmend ausgeführt. Anhand des in Bild 158 links abgebildeten Systems wird der Unterschied im Last-Verformungsverhalten verdeutlicht. In Bild 158 rechts sind die für eine Variation des Flächenverhältnisses a ermittelten Setzungsverbesserungen gezeigt.

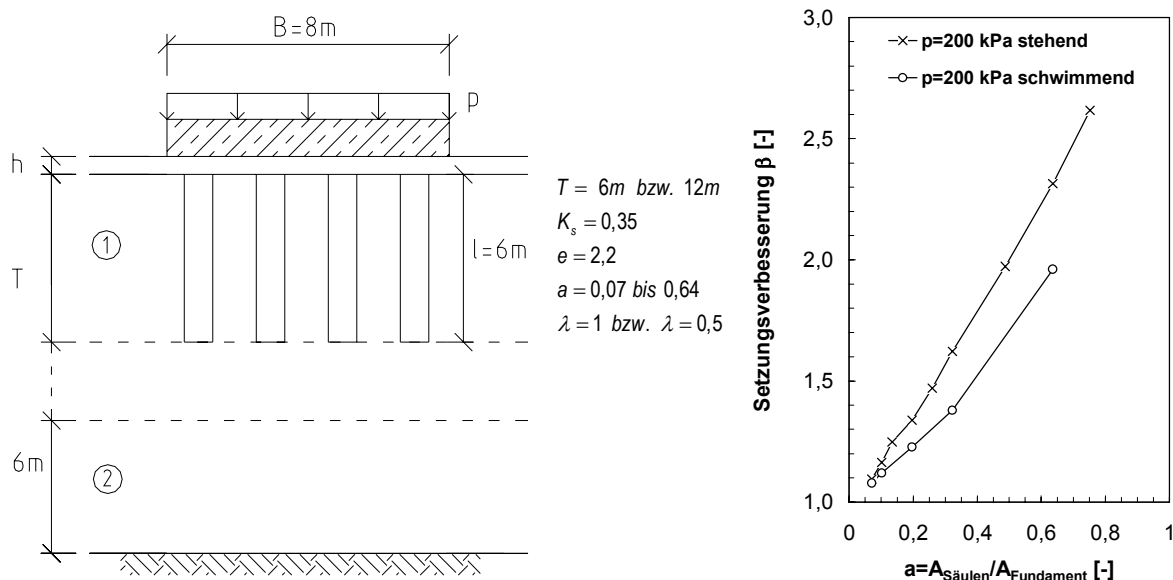


Bild 158: Geometrie und Setzungsverbesserung β bei einer Auflast von $p = 200\text{ kPa}$ für die stehende und die schwimmende Anordnung der Säulengruppe, $\varphi'_{\text{Säule}} = 35^\circ$.

Generell ist mit aufstehenden Säulen eine größere Setzungsverbesserung zu erzielen. Ob der zusätzliche Gewinn an Setzungsreduktion aufgrund der vergrößerten Säulenlänge auch wirtschaftlich ist, muss im Einzelfall entschieden werden. Der Einfluss des Längenverhältnisses λ bei schwimmenden Säulen soll daher eingehender untersucht werden.

6.6 Einfluss der Säulenlänge

Zur Ermittlung des Einflusses der Säulenlänge auf das Last-Verformungsverhalten wird die in Bild 159 gezeigte Situation modelliert. Eine Weichschicht mit einer Stärke von $T = 18\text{ m}$ wird von einer 12 m starken Schicht höherer Steifigkeit unterlagert. Das $8\text{ m} \times 8\text{ m}$ Fundament wird von 41 Säulen, mit einem Durchmesser von $d = 0,8\text{ m}$ und variabler Länge unterstützt.

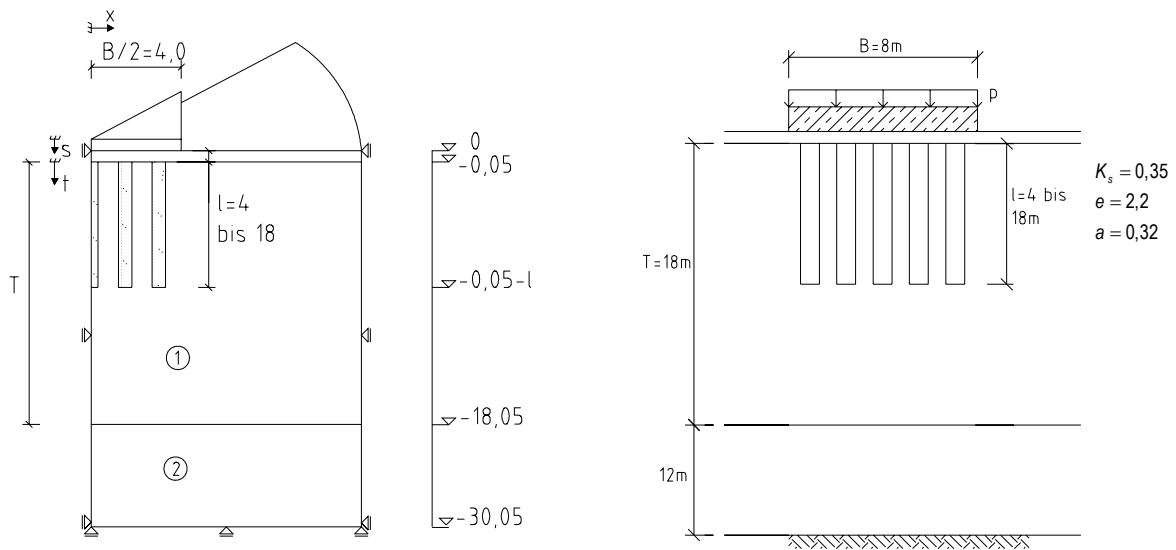


Bild 159: System für die Variation der Säulenlänge.

In Bild 160 sind die Last-Verschiebungslinien des Fundamentmittelpunktes normiert mit der Stärke T der Weichschicht und die Setzungsverbesserung β in Abhängigkeit von der Säulenlänge l dargestellt. Bei einem Längenverhältnis von $\lambda = l/T = 1$ wird eine stehende Säulengruppe simuliert.

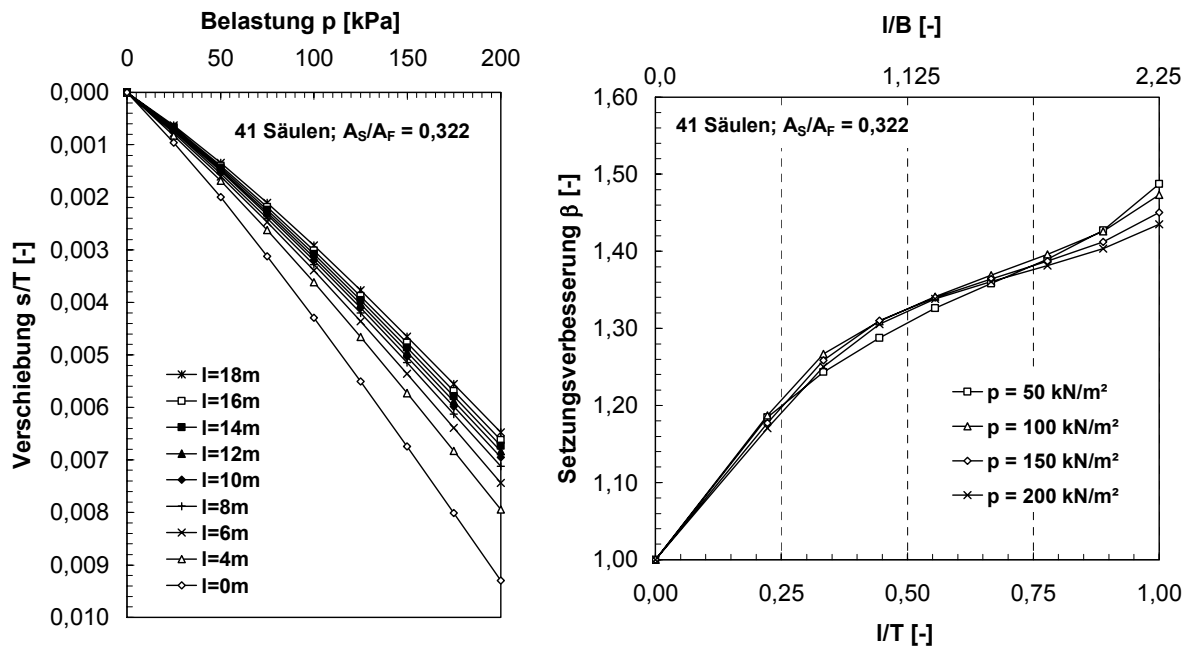


Bild 160: Last-Verschiebungsdiagramm und Setzungsverbesserung β für die Variation der Säulenlänge.

Die Setzungsverbesserung β steigt kontinuierlich an. Bei einer Säulenlänge l die etwa der Fundamentbreite B entspricht, sorgt eine weitere Verlängerung jedoch nicht für den gleichen Zuwachs in der Setzungsverbesserung. Daraus lässt sich ableiten, dass schwimmende

Säulengruppen mindestens eine Länge von $l = B$ aufweisen sollten. Dies lässt sich anschaulich anhand des Verformungsbildes der Säulengruppe zeigen. In Bild 161 sind die Vertikalverschiebungen u_z und die totalen Volumendehnungen $\varepsilon_{V,tot}$ bei einer Belastung von $p = 200 \text{ kPa}$ für Säulenlängen von $l = 12 \text{ m}$ und $l = 4 \text{ m}$ gezeigt.

Während die Säulen mit einer Länge von $l = 4 \text{ m}$ ($\lambda = 0,22$, $l/B = 0,5$) über die gesamte Länge Volumendehnungen infolge des Ausbauchens des Säulenmaterials erfahren, ist dies bei den Säulen mit einer Länge von $l = 12 \text{ m}$ ($\lambda = 0,67$, $l/B = 1,5$) nur bis etwa $2/3$ der Säulenlänge der Fall.

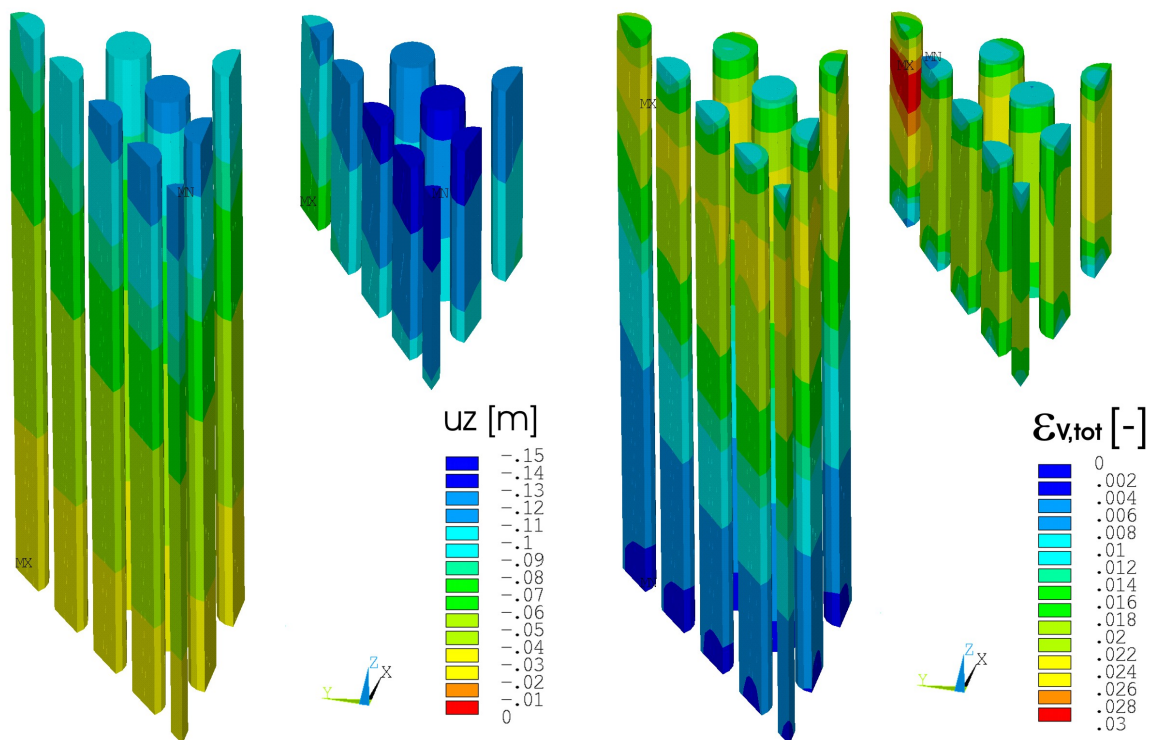


Bild 161: Vertikalverschiebungen u_z und Volumendehnungen $\varepsilon_{V,tot}$ bei $\lambda = 0,22$ bzw. $\lambda = 0,67$.

Ab einer bestimmten Tiefe wirkt sich jedoch die Nähe der Säulenfüße zum tragfähigen Horizont auf die Vertikalkraftverteilung entlang der Säulenchsen aus. In Bild 162 ist der Anteil m der Säulen an der Gesamtvertikalkraft F_{ges} für die drei Belastungsstufen $p = 50 \text{ kPa}$, $p = 100 \text{ kPa}$ und $p = 200 \text{ kPa}$ dargestellt. Bei einer Säulenlänge von $l = 4 \text{ m}$ ($\lambda = 0,22$) reduziert sich der Lastanteil der Säulen von über 40% am Säulenkopf auf 25% am Säulenfuß. Bei $l = 8 \text{ m}$ ($\lambda = 0,44$) fällt der Lastanteil am Säulenfuß bis unter 20% ab. Eine weitere Verlängerung zieht zwei Effekte nach sich. Zum einen wird der Lastanteil stärker von der Auflast p abhängig und zum anderen bewirkt die Nähe zum tragfähigen Horizont, dass der Lastanteil m der Säulen nicht unter 20% sinkt. Bei $l = 18 \text{ m}$ ($\lambda = 1$) steigt der Lastanteil m mit zunehmender Nähe zum Säulenfuß, der bei dieser Variation auf dem tragfähigen Horizont aufsteht, sogar wieder an. Bei Säulengruppen, die in den tragfähigen Horizont einbinden,

werden in Säulenfußnähe also Lastanteile, die bereits vom umgebenden Boden aufgenommen wurden, wieder in die Säulen übertragen.

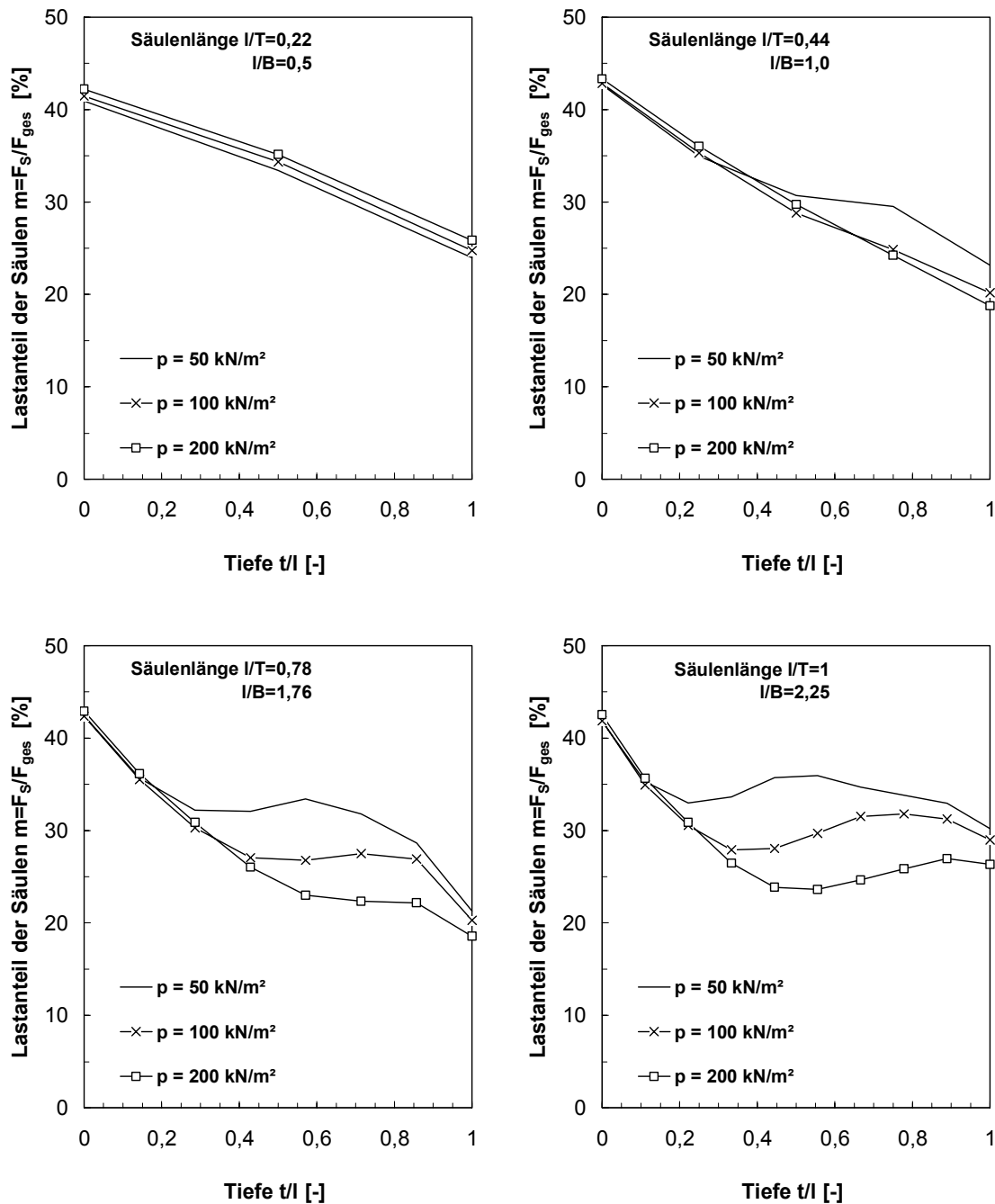


Bild 162: Lastanteil m der Säulen für die Variation der Säulenlänge.

Dieser Effekt macht sich entsprechend bei der Ermittlung der Spannungsverteilung n bemerkbar. In Bild 163 bis Bild 165 sind jeweils die Vertikalspannungen σ_v normiert mit der Auflast p und die Vertikalverschiebungen s normiert mit der Fundamentbreite B in unterschiedlichen Schnitten gezeigt. Der Parameter t/l gibt dabei die Tiefe des Schnittes an. So ist

$t/l > -1$ ein Schnitt oberhalb und $t/l < -1$ unterhalb der Säulenfußebene, während $t/l = -1$ den Schnitt in der Ebene der Säulenfüße markiert. Dabei ist jeweils die Schnittebene B-B also ein Querschnitt durch die Säulengruppe gezeigt.

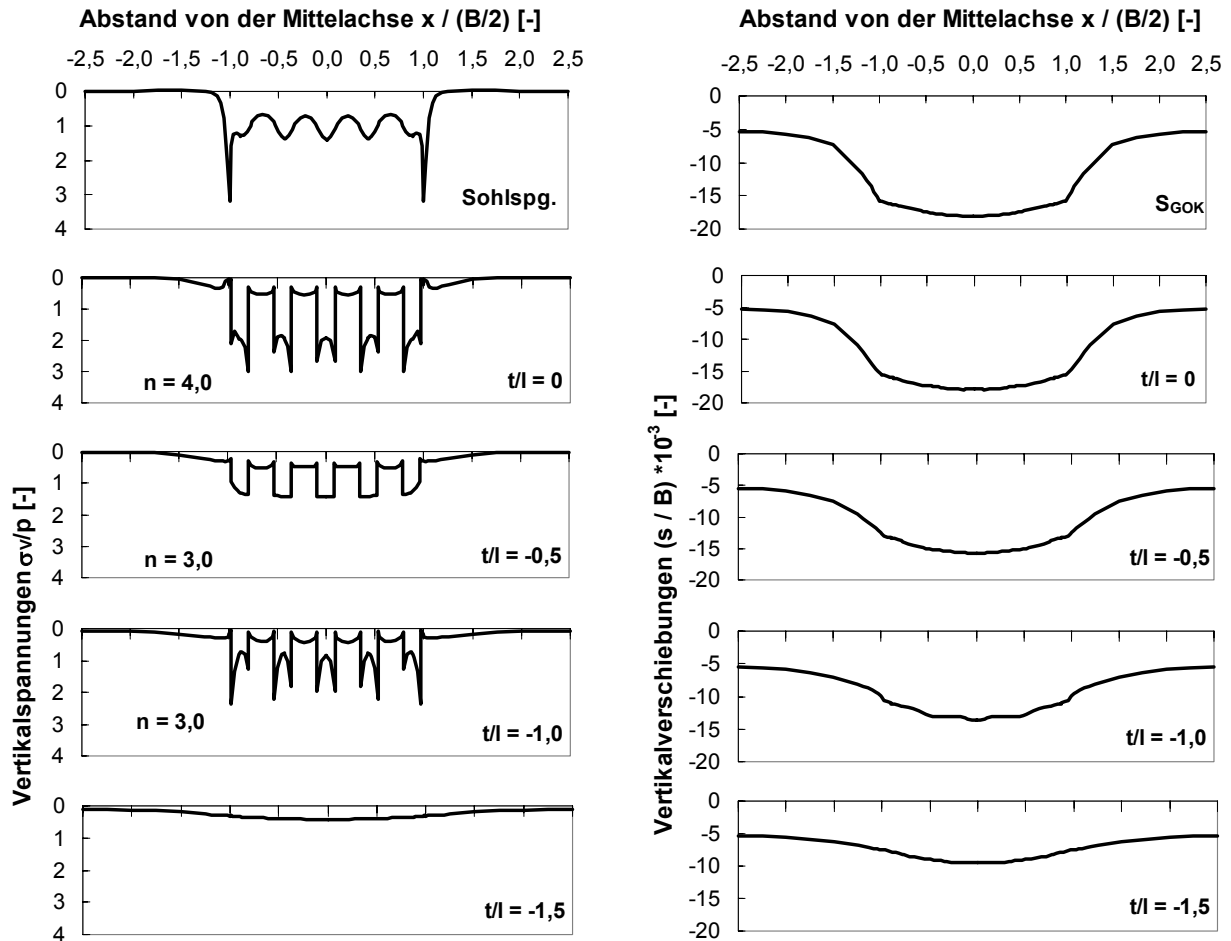


Bild 163: Vertikalspannungen und -verformungen in unterschiedlichen Tiefen t/l bei einer Säulenlänge von $l = 4$ m oder $\lambda = l/T = 0,22$.

Die Spannungskonzentration n fällt von $n = 4$ am Säulenkopf bis etwa $n = 3$ entlang der Säulenachse ab. Ein geringes Einstanzen der Säulenfüße in den unterlagernden Boden ist nur bei $l = 4$ m ($\lambda = 0,22$, $l/B = 0,5$) anhand der Vertikalverschiebungen bei $t/l = -1$ zu beobachten. Es finden sonst keine Relativverschiebungen in vertikaler Richtung zwischen den Säulen und dem umgebenden Boden statt. Zusätzlich ist in den Diagrammen die Sohlspannungsverteilung angegeben. Deutlich ist die Spannungsspitze unter den Fundamentkanten und die Vergleichmäßigung der Vertikalspannungen gegenüber der Säulenkopfebene als Folge der Lastumlagerung in der Ausgleichsschicht zu erkennen.

Bei größeren Säulenlängen oder aufstehenden Säulen steigt das Spannungsverhältnis n in Säulenfußnähe wieder an (vgl. Bild 164 und Bild 165). Dieser Effekt ist auf den sinkenden Abstand zur tragfähigen Schicht zurückzuführen.

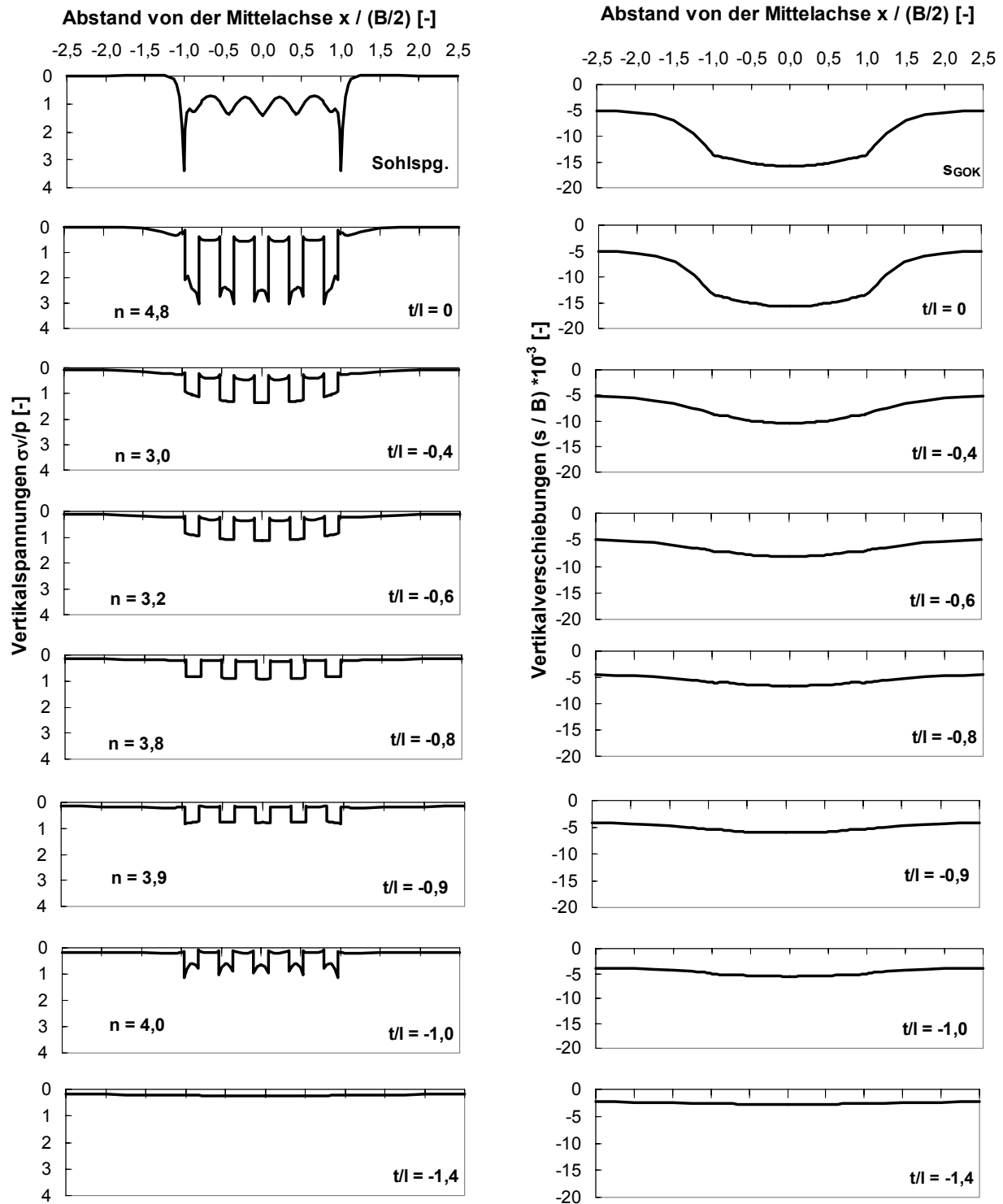


Bild 164: Vertikalspannungen und –verformungen in unterschiedlichen Tiefen t/l bei einer Säulenlänge von $l = 10$ m oder $\lambda = l/T = 0,56$.

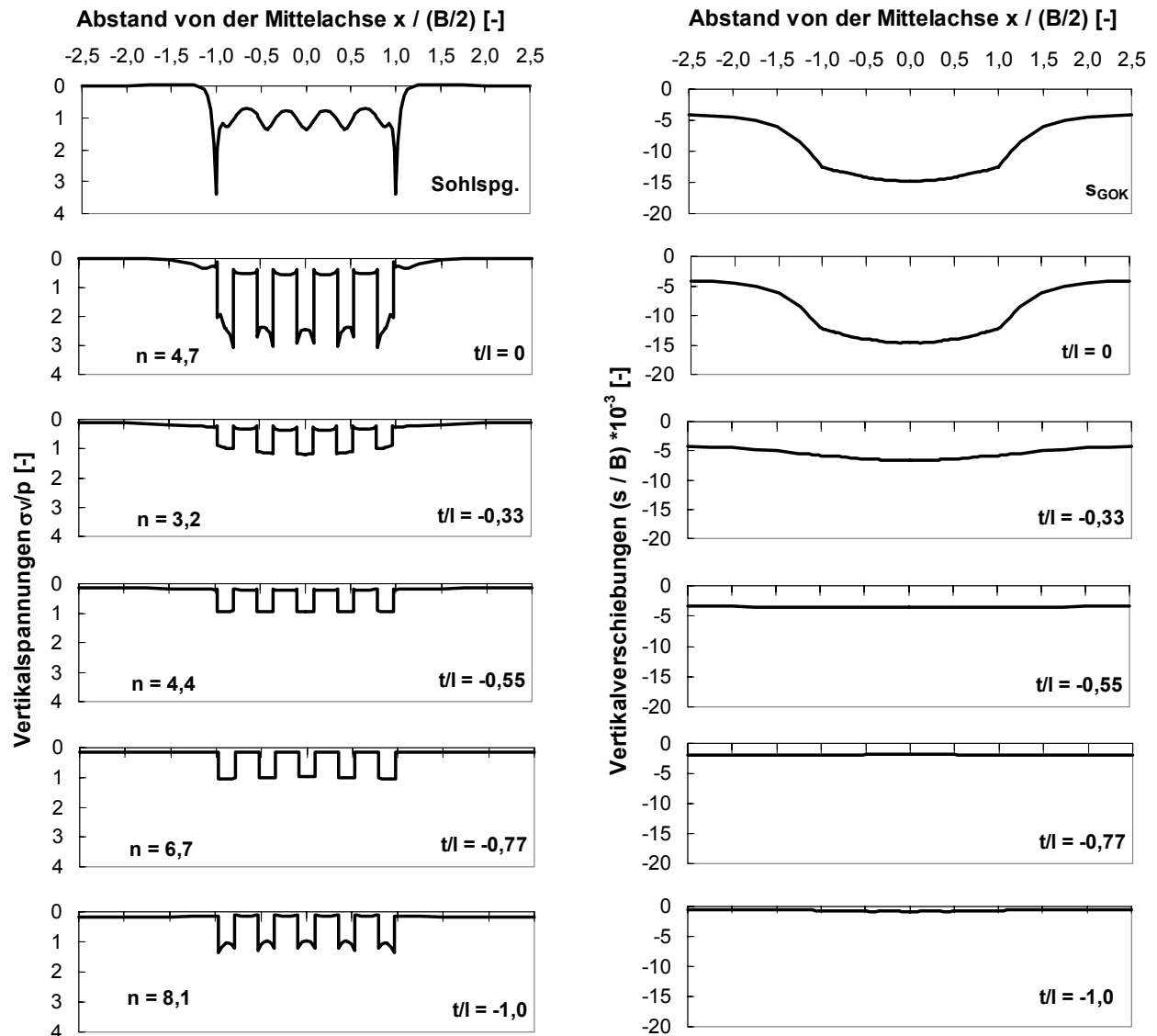


Bild 165: Vertikalspannungen und -verformungen in unterschiedlichen Tiefen t/l bei einer Säulenlänge von $l = 18$ m oder $\lambda = l/T = 1$.

Ist eine tragfähige Schicht erst in sehr großer Tiefe vorhanden, dann bleibt das Längenverhältnis λ ohne Bedeutung. Dies zeigt eine Berechnung, in der die Tiefe T mit $T = 20 \cdot B$ so groß angesetzt wurde, dass die Werte von λ alle kleiner als 0,2 sind. Die Verlängerung der Säulen über einen Wert, der etwa dem dreifachen der Seitenlänge B des Fundamentes entspricht, verursacht keine weitere Setzungsverbesserung (vgl. Bild 166). Dabei ist jedoch zu beachten, dass im Rechenmodell keine Erhöhung der Steifigkeit mit zunehmender Tiefe berücksichtigt wurde, so dass der Grenzwert vermutlich noch kleiner angesetzt werden kann.

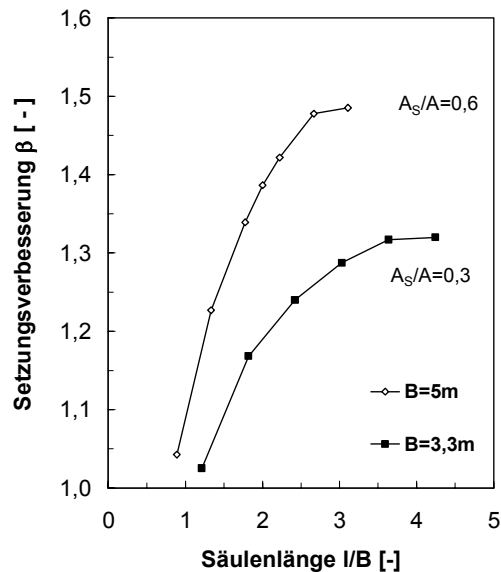


Bild 166: Setzungsverbesserung β in Abhängigkeit von der Säulenlänge und dem Flächenverhältnis bei $\lambda < 0,2$.

6.7 Einfluss der Ausgleichsschicht

Alle bisherigen Betrachtungen fanden an einem System mit einer konstanten Höhe der Ausgleichsschicht oberhalb der Säulenköpfe statt. In baupraktischer Hinsicht ermöglicht die Ausgleichsschicht die Verdichtung des durch den Baubetrieb gestörten oberflächennahen Bereichs und das ordnungsgemäße Erstellen der Fundamentplatte. Bei ausreichender Stärke und Verdichtung dieser Ausgleichsschicht findet eine zusätzliche Lastumlagerung auf die im Vergleich zum Boden steiferen Säulen statt. Dieser Effekt wird auch Gewölbebildung genannt und ist im Wesentlichen von der Höhe h der Ausgleichsschicht und dem Säulenabstand s bzw. dem lichten Abstand der Säulenränder ($s-d$) abhängig. Anhand der in Bild 167 skizzierten Situation wird durch eine Variation der Höhe der Ausgleichsschicht der Einfluss auf die Lastkonzentration in den Säulen in Abhängigkeit vom $h/(s-d)$ -Verhältnis gezeigt (vgl. Bild 168 links).

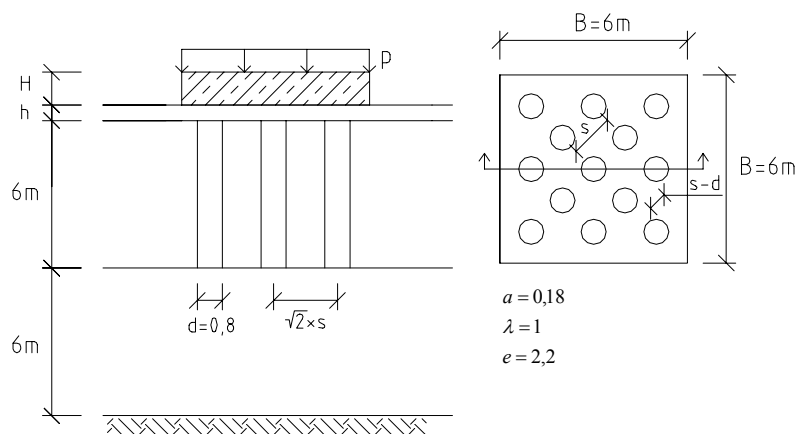


Bild 167: Geometrie zur Variation der Ausgleichsschichthöhe.

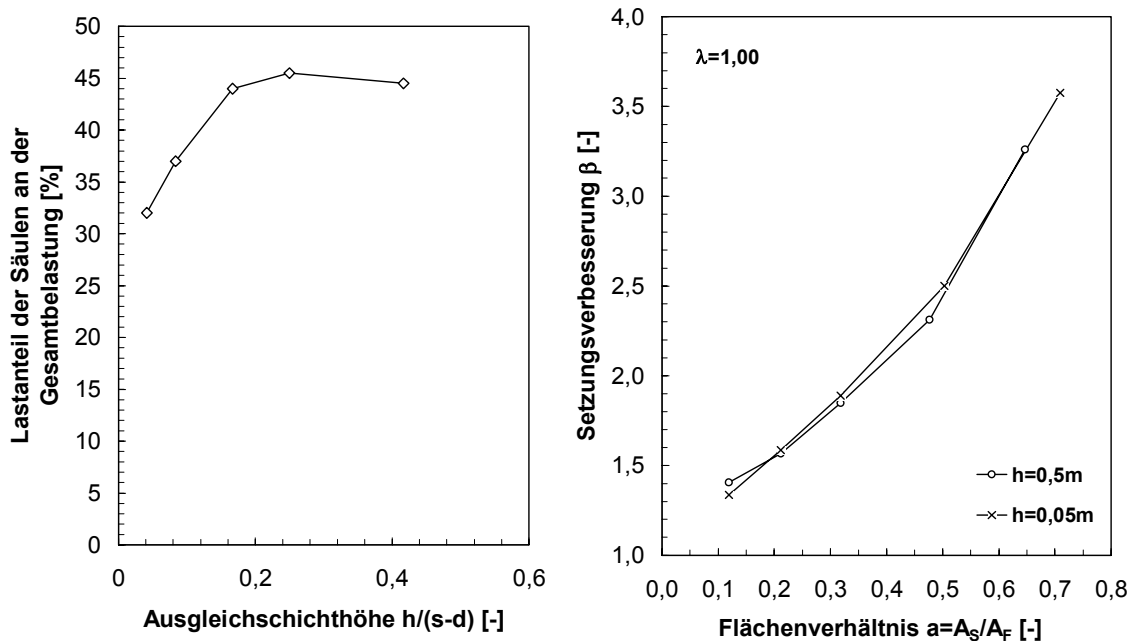


Bild 168: Anteil der Säulenlast an der Gesamtbelastung für unterschiedliche Höhen h der Ausgleichsschicht, $\lambda=1$, $a=0,18$, $K_s=0,35$, $e=2,2$ und Setzungsverbesserung β .

Im Hinblick auf die Lastkonzentration in den Säulen kann ein optimales $h/(s-d)$ -Verhältnis von etwa 0,25 angegeben werden. Bei größeren Schichtdicken reduziert sich der Lastanteil der Säulen an der Gesamtbelastung wieder, da aufgrund der Lastausbreitung in der Ausgleichsschicht ein größerer unverbesserter Bodenbereich belastet wird. Der Einfluss der Mächtigkeit der Ausgleichsschicht auf die Setzungsverbesserung ist jedoch vernachlässigbar, da Lastumlagerungsprozesse auch unterhalb der Ausgleichsschicht stattfinden können (vgl. Bild 168 rechts). Die Ausgleichsschicht alleine führt natürlich durch die Lastausbreitung und die damit verbundene Reduktion der Vertikalspannungen in der Weichschicht zu einer gewissen Reduktion der Setzungen, was aber kein Effekt der Baugrundverbesserung mit Rüttelstopfsäulen ist.

6.8 Interpretation der Parameterstudien

Auf der Grundlage einer Vielzahl von Berechnungen ist in den folgenden Diagrammen der Einfluss des Flächenverhältnisses a und des Längenverhältnisses λ auf die Setzungsverbesserung gezeigt. Die Dicke h der Ausgleichsschicht, die Systemsteifigkeit K_s und der Stützbeiwert e werden dabei zunächst konstant gehalten, denn sie haben nur einen geringen Einfluss auf die Setzungsverbesserung. Die entsprechenden Diagramme für die Variation der Systemsteifigkeit und des Stützbeiwertes sind daher in Anhang F gezeigt.

Für die Variation der Scherfestigkeit des Säulenmaterials ergeben sich die in Bild 169 gezeigten Setzungsverbesserungen β bei unterschiedlichen Flächenverhältnissen a . Anhand der Diagramme in Bild 170 wird der Einfluss einer Verlängerung der Säulen bis auf den Horizont der tragfähigen Schicht deutlich.

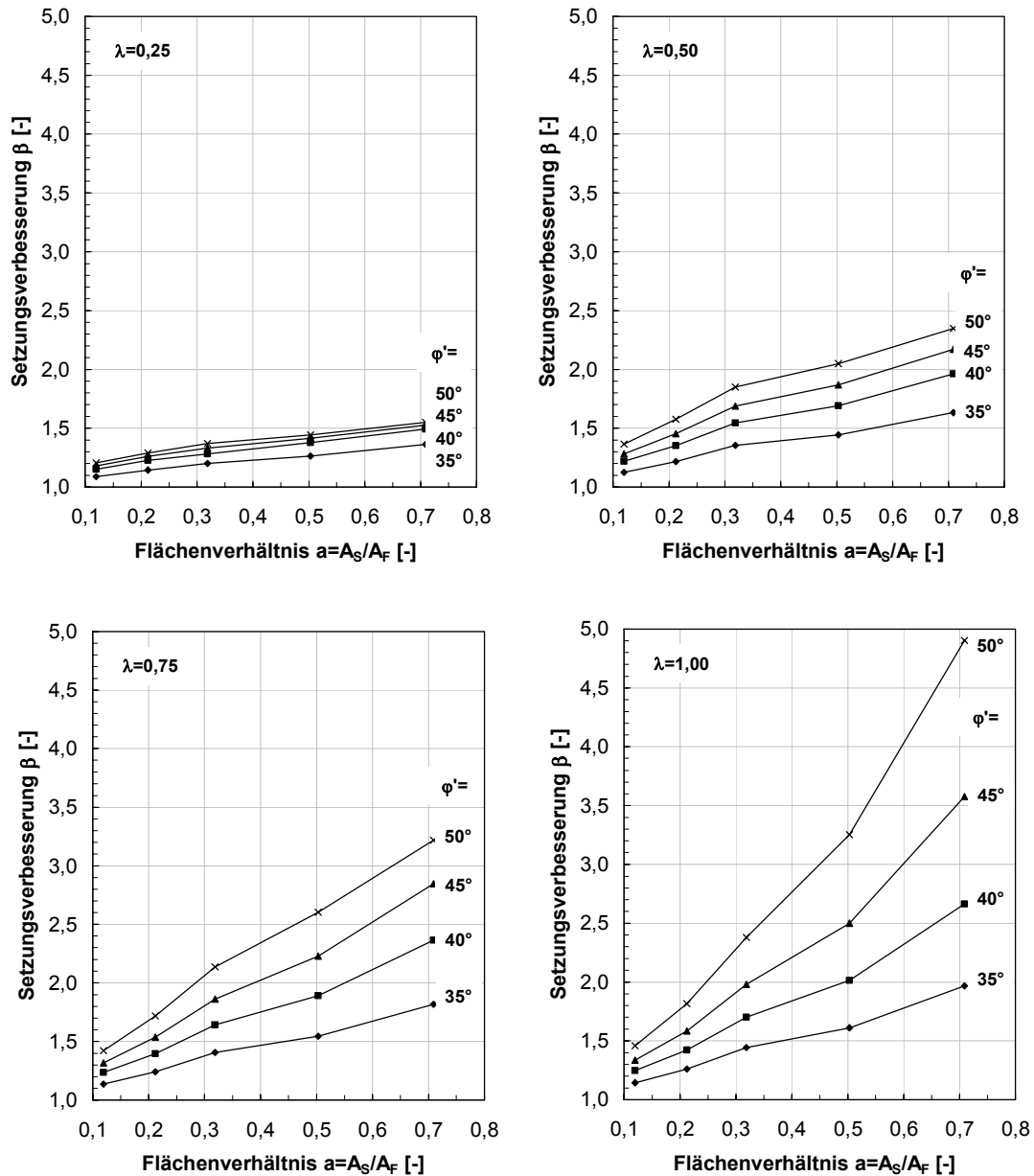


Bild 169: Setzungsverbesserung β bei Variation des Flächenverhältnisses a für unterschiedliche Reibungswinkel des Säulenmaterials und Längenverhältnisse λ , $K_S=0,35$, $e=2,67$, ohne Berücksichtigung von Herstellungseinflüssen.

Mit steigendem Flächenverhältnis wird auch die Setzungsverbesserung größer, wobei die größten Werte mit aufstehenden Säulen erreicht werden. Im Hinblick auf eine Maximierung der Verbesserungswirkung sollte der Reibungswinkel des Säulenmaterials größer als $\phi_S = 40^\circ$ sein. Kann, wie bei diesen Berechnungen vorausgesetzt, die tragfähige Schicht erreicht werden, dann sollten die Säulen ein Längenverhältnis von mindestens $\lambda = 0,5$ aufweisen.

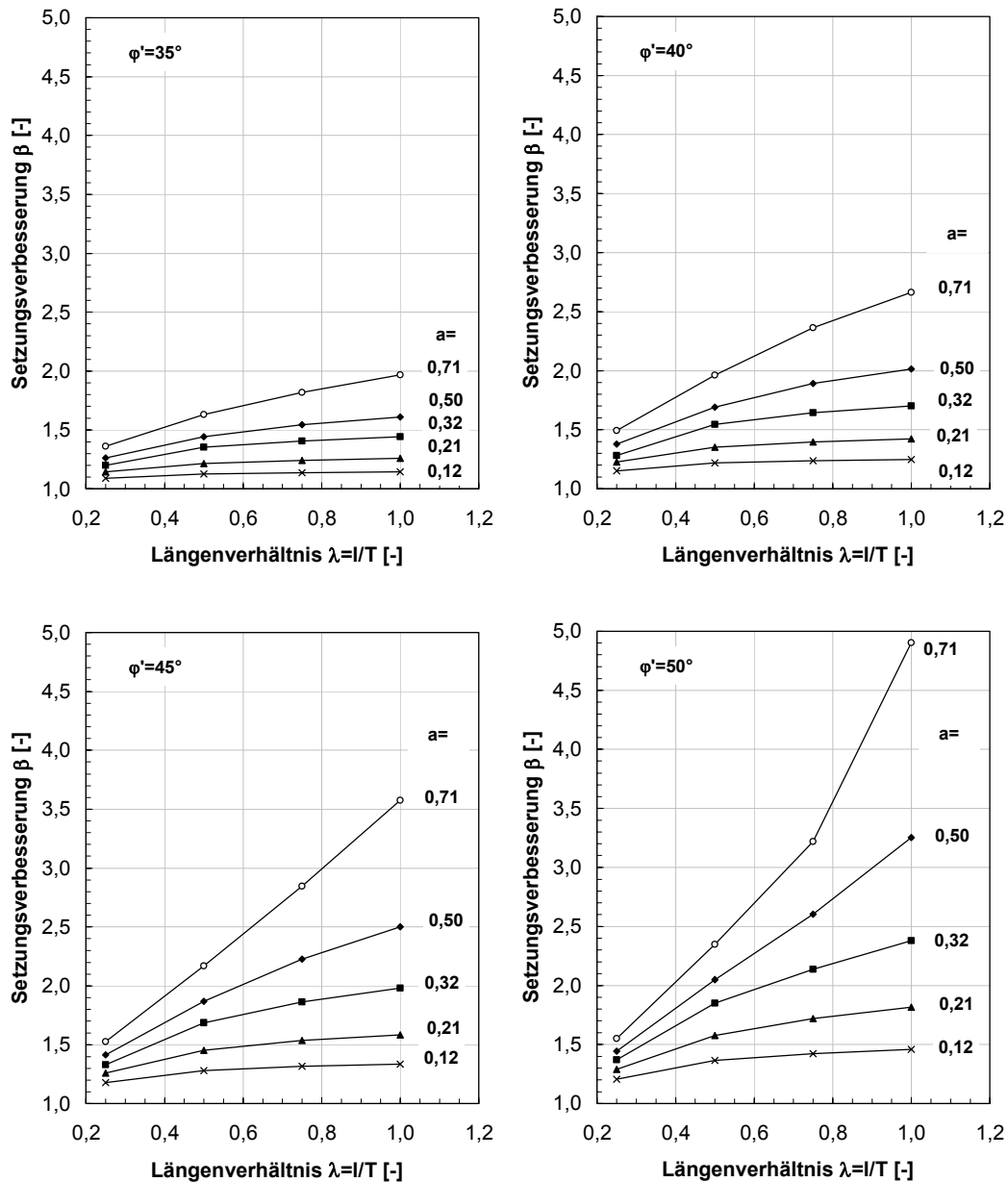


Bild 170: Setzungsverbesserung β bei Variation des Längenverhältnisses λ für unterschiedliche Reibungswinkel des Säulenmaterials und Flächenverhältnisse a und $K_S=0,35$, $e=2,67$, ohne Berücksichtigung von Herstellungseinflüssen.

Die Größe des Stützbeiwertes e (vgl. (78)) hat auf die Setzungsverbesserung kaum Einfluss (vgl. Bild 195 in Anhang F). Sind die Stützbeiwerte jedoch sehr gering ($e < 2$) dann werden die Verschiebungen des Fundamentes ohne Baugrundverbesserung durch Annäherung an die Bruchlast so groß, dass hohe Setzungsverbesserungswerte β erreicht werden. Damit bestätigt sich die Aussage aus Kapitel 5.2.1, dass die seitliche Stützung in der Hauptsache die Bruchlast und weniger die Setzungen im Gebrauchslastbereich beeinflusst.

Die Systemsteifigkeit K_S (vgl. (77)) setzt sich aus drei Teilen zusammen, dem Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Boden und Platte, dem Verhältnis aus Seitenlänge B und Höhe H der quadratischen Fundamentplatte sowie dem Verhältnis aus Seitenlänge B und Stärke T der zu verbessernden Schicht. In Bild 196 bis Bild 199 in Anhang F sind die Ergebnisse von Berechnungen unter Variation von K_S gezeigt. Die Systemsteifigkeit ist erst ab Werten von $K_S > 0,3$ ein eigenständiger Parameter zur Beschreibung des Gruppenverhaltens von Baugrundverbesserungssäulen. Eine Veränderung der Systemsteifigkeit oberhalb von $K_S = 0,3$ ist ohne Einfluss auf die Setzungsverbesserung. Dabei ist es unerheblich, ob die Systemsteifigkeit durch Änderung des Quotienten der Steifigkeiten, der Plattenabmessungen oder des Quotienten aus Fundamentbreite und Schichtmächtigkeit variiert. Für Werte von $K_S < 0,3$ müssen die einzelnen Anteile der Systemsteifigkeit getrennt betrachtet werden. Bei kleinen Verhältnissen B/T kann der Einfluss der Systemsteifigkeit auf die Setzungsverbesserungen nicht vernachlässigt werden. Dann ist es im Hinblick auf eine möglichst große Setzungsverbesserung günstig, die Säulen bis in den tragfähigen Horizont hinabzuführen.

6.9 Optimierung der Säulenordnung und Wirtschaftlichkeitsbetrachtung

Bisher wurden Gruppen untersucht, bei denen die einzelnen Säulen in einer regelmäßigen Anordnung zur Unterstützung des Einzelfundamentes verwendet wurden. Es hat sich jedoch gezeigt, dass insbesondere in Abhängigkeit von der Fundamentsteifigkeit die Säulen unterschiedlich belastet werden. Daher stellt sich die Frage, wie bei Beibehaltung des Flächenverhältnisses $a = A_S/A_F$ die Säulen anzuordnen sind, um eine Optimierung des Last-Verformungsverhaltens zu erreichen. Dazu wird das Baugrundprofil einer Gründung in weichen bindigen Böden herangezogen (vgl. Bild 171).

Die für die Berechnung angesetzten Parameter sind in Tabelle 38 gezeigt. Das Grundwasser steht in einer Tiefe von -2,5 m unter GOK an. Aufgrund des im Säulenbereich anstehenden schluffigen Materials wird eine Herstellungssimulation mit einer Radiusaufweitung von 1,4 cm, also mit einem Anfangsradius von $r_0 = 0,96 \cdot r$ berücksichtigt (vgl. Kapitel 5.2.3). Zusätzlich wird in Anlehnung an die Messungen in Messfeld A eine Steifigkeitserhöhung in der Verbesserungszone zwischen $b_1 = 1,6$ m und $b_2 = 4,0$ m um den Faktor $f = 2,0$ berücksichtigt. Bei der stofflichen Modellierung kommt die Stoffmodellgruppe A zum Einsatz.

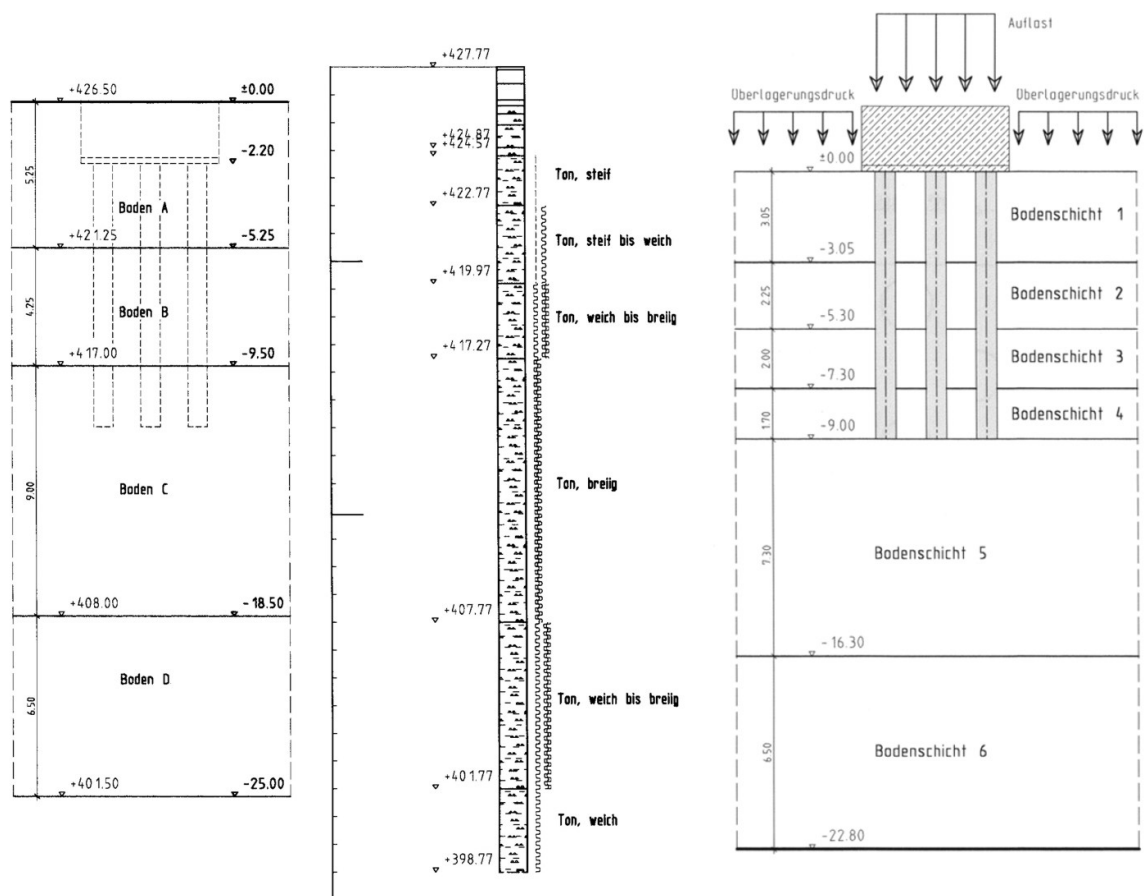


Bild 171: Baugrund und Berechnungsprofil.

Tabelle 38: Baugrundparameter.

Schicht	1	2	3	4	5	6	Säulen
Wichte γ/γ' [kN/m ³]	20/10	20/10	20/10	20/10	20/10	20/10	11
Elastizitätsmodul E [MPa]	3,5	2,33	2,33	2,33	2,33	3,27	100
Querdehnzahl ν [-]	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,3
Reibungswinkel φ' [°]	20	17,5	17,5	17,5	17,5	20	40
Kohäsion c' [kPa]	5	2	2	2	1	5	0
Dilatanzwinkel ψ [°]	5	4	4	4	4	5	20

In Bild 172 sind die Standardanordnung und die untersuchten Anordnungsvarianten gezeigt. Dabei wurde der Säulendurchmesser der Standardanordnung von $d = 0,70$ cm ($a = 0,2$) variiert, um die Ergebnisse vergleichen zu können. In Bild 173 werden die Absolutwerte der Setzungen für die einzelnen Varianten mit der Standardanordnung verglichen.

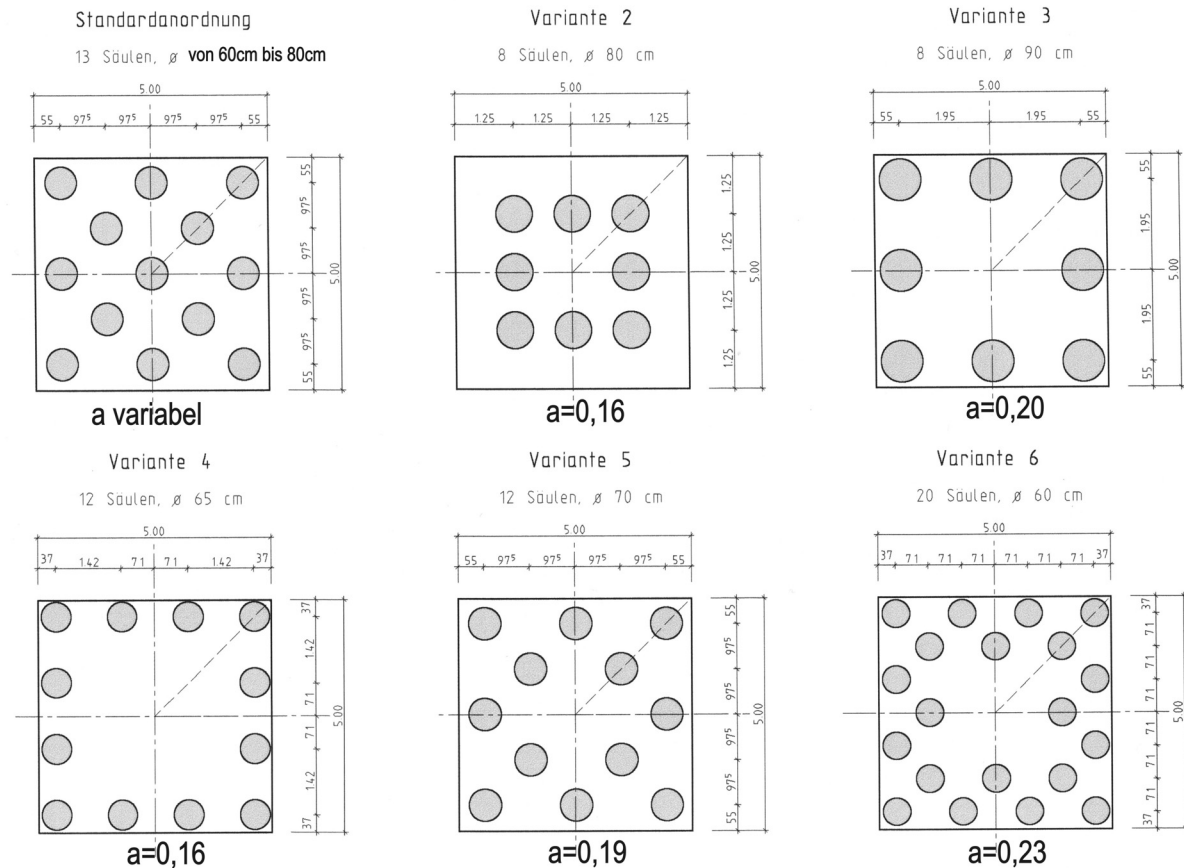


Bild 172: Varianten der Säulenordnung.

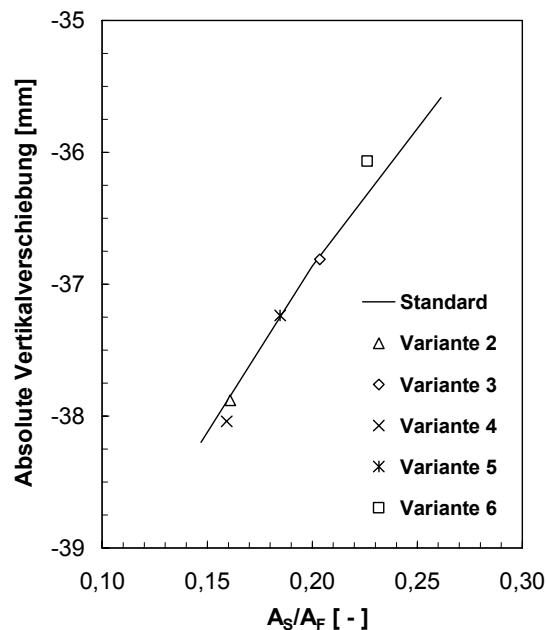


Bild 173: Absolutwerte der Vertikalverschiebungen für die Varianten des Fundamenttyps 5.

Alle Varianten weisen in etwa die gleichen Vertikalverschiebungen wie die Standardanordnung bei entsprechendem Flächenverhältnis auf, wobei zum Teil wesentlich weniger Säulen eingesetzt werden. Die wirtschaftliche Bewertung der Anordnungsvariationen erfolgt

auf der Basis der Setzungen s_0 , die sich bei der Standardanordnung der Säulen mit $a = 0,2$ ergeben.

Die Herstellungskosten für ein Fundament setzen sich aus den Baustellengemeinkosten und den Einzelkosten der Teilleistungen (EKT) zusammen. Diese Kostenanteile bestehen wiederum aus zeitabhängigen und zeitunabhängigen Kostenquellen (vgl. Tabelle 39). Zuschläge auf die Herstellungskosten, wie einen Deckungsbeitrag zur Berücksichtigung beispielsweise von Wagnis und Gewinn, etc., werden bei der folgenden wirtschaftlichen Bewertung der Optimierungsergebnisse nicht berücksichtigt. Ebenfalls werden die Baustellengemeinkosten nicht bewertet, da sie sich unabhängig von den Ergebnissen der Optimierung entwickeln. Auch Leistungen wie die Flächenerschließung, die Herstellung der Arbeitsebene und die Herstellung der Ausgleichsschicht sind nicht berücksichtigt, da sie unabhängig von Anzahl, Anordnung, Durchmesser und Länge der Säulen sind.

Tabelle 39: Kostenanteile.

	Baustellengemeinkosten	Einzelkosten der Teilleistungen
zeitunabhängig	Baustelleneinrichtung Lade- und Transportvorgänge	Stoffkosten: Säulenmaterial Betriebsstoffe Transport des Einbaumaterials
zeitabhängig	Lohnkosten (Aufsicht) Vorhaltekosten für allgemeine Einrichtung	Lohnkosten (Arbeitskräfte) Vorhaltekosten für Arbeitsgeräte und Maschinen

Großen Einfluss auf die Kostenentwicklung hat der Zeitraum, der für die Herstellung der Säulen pro Einzelfundament benötigt wird, da sowohl die Lohnkosten als auch die verschiedenen Vorhaltekosten zeitabhängig über die Herstellungsdauer entstehen. Die Kosten für das Einbaumaterial ergeben sich vollständig aus den gewählten Geometrieparametern. Die Kosten für Betriebsstoffe entstehen mit den jeweiligen Laufzeiten der Arbeitsgeräte und Maschinen.

Als Grundlage der Optimierung werden Maschinen und Geräte durchschnittlicher Leistungsklassen angesetzt. Als Summe der Kosten für die Gerätemieten wird der Betrag von 240 €/Arbeitstag und als Reparaturpauschale, inklusive Fremdmieten und sonstiger Kosten, ein Betrag von 850 €/Arbeitstag angenommen. Die Kosten für die Betriebsstoffe fallen abhängig von der erbrachten Leistung in Höhe von ca. 1,70 €/m Stopfsäule an. Bei der durchzuführenden Optimierung wird eine einzelne Rüttleinheit betrachtet, wodurch Lohnkosten für zwei Baugeräteführer entstehen. Als kalkulierter Mittellohn werden 45 €/h pro Person angenommen, worin die Kosten für An- und Abreise, Unterkunft, Auslösung und Sozialzuschläge enthalten sind.

SCHNELL und VAHLAND (1997) nennen Verfahrensleistungen für die einzelnen Arbeitsschritte. Als Verfahrensleistung werden 150 m Stopfsäule pro 10 Stunden Arbeitstag angenommen. Der erhöhte Zeitaufwand bei der Herstellung von Säulen größeren Durchmessers kann, da er im Allgemeinen nicht zu quantifizieren ist, bei der Optimierung nicht berücksichtigt werden. Weiterhin wird vorausgesetzt, dass Säulen mit 90 cm Durchmesser bei einem Achsabstand von 1,7 m hergestellt werden können.

Als Kosten des auf die Baustelle gelieferten Einbaumaterials wird der Wert von 12 €/t angesetzt. Es wird angenommen, dass das Material beim Einbau auf ca. 1,9 t/m³ verdichtet wird.

Die EKT für die Standardanordnung ergeben sich dann zu:

Geometriedaten:

Säulenlänge: 13 Säulen · 9 m/Säule = 117 m.

Säulenvolumen: $117 \text{ m} \cdot (0,5 \cdot 0,70 \text{ m})^2 \cdot \pi = 45,03 \text{ m}^3$.

Herstellungszeit: $117 \text{ m} \cdot (10 \text{ Std./AT}) / (150 \text{ m/AT}) = 7,8 \text{ Std.}$

Kosten für Maschinen und Geräte:

Gerätemiete: $7,8 \text{ Std.} \cdot (240 \text{ €/AT}) / (10 \text{ Std./AT}) = 187,20 \text{ €}$.

Reparaturpauschale: $7,8 \text{ Std.} \cdot (850 \text{ €/AT}) / (10 \text{ Std./AT}) = 663,00 \text{ €}$.

Betriebsstoffe: $117 \text{ m} \cdot 1,70 \text{ €/m} = 198,90 \text{ €}$.

Gesamtkosten: 1049,10 €.

Personalkosten: $2 \text{ Pers} \cdot 45,00 \text{ €/Pers Std.} \cdot 7,8 \text{ Std.} = 702,00 \text{ €}$.

Stoffkosten: $1,9 \text{ t/m}^3 \cdot 12,00 \text{ €/t} = 22,80 \text{ €/m}^3$.

$45,03 \text{ m}^3 \cdot 22,80 \text{ €/m}^3 = 1026,68 \text{ €}$.

Summe der Einzelkosten: 2777,78 €.

Im Folgenden werden für die untersuchten Anordnungsvarianten die Summen der EKT sowie die Herstellzeiten berechnet. Durch Anpassung der Säulenlänge und des Säulendurchmessers werden die Setzungen der Varianten denen der Standardanordnungen mit $a = 0,2$ angeglichen, um den wirtschaftlichen Vergleich hinsichtlich einer einheitlichen Bezugsgröße durchführen zu können. Bei den Berechnungen werden die Säulenlängen in Schrittweiten von 0,5 m bzw. die Säulendurchmesser in Schritten von 0,05 m vergrößert oder verkleinert, bis die Setzungen s_0 erreicht sind.

Die Kosten und Herstellzeiten der Anordnungsvarianten 3, 5 und 6 werden in Tabelle 40 mit den bereits ermittelten Kennwerten der Standardanordnung verglichen. Sowohl bezüglich der Ausführungsdauer als auch bezüglich der Kosten ist es günstig, die Verbesserungswirkung der Säulengruppe mit so wenig Säulen wie möglich zu erreichen, wobei eine unter Umständen vorhandene Erhöhung der Verfahrensleistung bei kleineren Säulendurchmessern nicht berücksichtigt ist.

Tabelle 40: EKT für Anordnungsvariationen des Fundamentes Typ 5.

	Standard	Variante 3	Variante 5	Variante 6
Säulenanzahl	13	8	12	20
Säulendurchmesser [m]	0,7	0,9	0,7	0,6
Säulenlänge [m]	9,0	9,0	9,5	8,5
Gesamtlänge [m]	117	72	114	170
Herstellungsdauer [h]	7,8	4,8	7,6	11,33
Gerätemiete und Reparaturpauschale	850,20 €	523,20 €	828,40 €	1.235,33€
Betriebsstoffkosten	198,90 €	122,40 €	193,80 €	289,00 €
Personalkosten	702,00 €	432,00 €	684,00 €	1.020,00 €
Stoffkosten	1.026,68 €	1.044,34 €	1.000,29 €	1.095,91 €
Summe der EKT	2.777,78 €	2.121,94 €	2.706,49 €	3.640,24 €

Die Variante 3 erweist sich als die optimale Säulenordnung. Durch die geringe Anzahl von 8 Säulen verläuft die Herstellung der Säulen je Fundament in nur 4,8 Stunden fast doppelt so schnell wie bei der aus Kostensicht nächst besseren Variante 5. Durch den geringen Zeitbedarf werden bei Variante 3 die Kosten für Gerätemiete, Reparaturpauschale und Personalkosten minimiert. Insgesamt ergibt sich gegenüber der Standardanordnung eine Kostenreduktion der EKT um 655,84 € je Fundament.

6.10 Schlussfolgerungen und Empfehlungen für die Praxis

Eine Bewertung der Verbesserungswirkung durch den Einsatz des Rüttelstopfverfahrens unter Einzelfundamenten erfolgt am besten anhand der Setzungsverbesserung β . Die Untersuchungen in diesem Kapitel haben gezeigt, dass ein grundsätzlicher Unterschied zwischen dem ausgedehnten Raster und der begrenzten Belastung durch ein Einzelfundament besteht. Zur Einordnung unterschiedlicher Gründungssituationen wurden die Parameter Flächenverhältnis a , Längenverhältnis λ , Systemsteifigkeit K_s und Stützbeiwert e definiert.

Mit steigendem Anteil der Gesamtquerschnittsfläche der Säulen an der Fundamentfläche, also mit größer werdendem Flächenverhältnis a , nimmt auch die Setzungsverbesserung zu. Für praktisch relevante Bereiche zwischen $a = 0,2$ und $a = 0,6$ werden Setzungsverbesserungen von $\beta = 1,5$ bis $\beta = 3$ ermittelt, wenn die Säulen auf dem tragfähigen Horizont aufstehen und ein Reibungswinkel des Säulenmaterials von $\varphi' = 45^\circ$ angesetzt wird (vgl. Bild 169). Die Setzungsverbesserung ist belastungsabhängig, wobei unter geringen Lasten (bis ca. 75 kPa) größere Setzungsverbesserungen erzielbar sind. Die großen errechneten Setzungsverbesserungen in sehr hohen Belastungsbereichen (größer als ca. 300 kPa) sind auf das Erreichen der Bruchlast des Fundamentes ohne Verbesserung zurückzuführen und daher mit Unsicherheiten behaftet.

Die Setzungsverbesserung unter Einzelfundamenten ist geringer als bei einem ausgedehnten Säulengitter, was zu der Schlussfolgerung führt, dass die Säulendichte unter Einzelfundamenten generell höher angesetzt werden muss als bei flächenhaften Verbesserungen.

In Böden, die eine Langzeitstabilität der Herstellungseinflüsse auf das in situ Material erwarten lassen, können die Verbesserungswerte etwa 50% größer als die hier ermittelten sein, also zwischen $\beta = 2,25$ und $\beta = 4,5$ liegen (vgl. Kapitel 5.2.3).

Die starke Abhängigkeit der Setzungsverbesserung vom Reibungswinkel des Säulenmaterials unterstreicht die Notwendigkeit, das Einbaumaterial möglichst gut zu verdichten.

Ist es wirtschaftlich möglich, dann sollten die Säulen bis in den tragfähigen Horizont hinabgeführt werden. Dies ist insbesondere dann vorteilhaft, wenn das Verhältnis zwischen der Mächtigkeit der zu verbessernden Schicht und der Fundamentbreite kleiner als 3 ist (vgl. Bild 198). Bei größeren Schichtmächtigkeiten können die Säulen auch schwimmend angeordnet werden. Die erreichbaren Setzungsverbesserungen sind dann abhängig vom Verhältnis zwischen Säulenlänge und Schichtmächtigkeit (vgl. Bild 170). Dabei sollten die Säulenlängen mindestens dem Ein- bis Eineinhalbfachen der Seitenlänge des Fundamentes entsprechen (vgl. Bild 160 und Bild 161). Wenn möglich, sollte zur Vergrößerung der Setzungsverbesserung versucht werden, durch Steigerung des Längenverhältnisses λ über 0,75 hinaus eine relative Nähe der Säulenfüße zum tragfähigen Horizont zu erzielen. Ist keine tragfähige Schicht vorhanden bzw. ihre Tiefenlage sehr groß, dann ist ab Säulenlängen, die etwa dem Dreifachen der Seitenlänge des Fundamentes entsprechen, keine weitere Setzungsreduktion zu erwarten (vgl. Bild 166).

Eine Ausgleichsschicht oberhalb der Säulenköpfe führt zu einer Lastkonzentration in den Säulen. Dabei wurde eine optimale Höhe von 30% des lichten Säulenabstandes ermittelt. Dieser Wert ist jedoch abhängig von der Scherfestigkeit der Ausgleichsschicht. Die Lastkonzentration alleine bewirkt jedoch keine zusätzliche Setzungsreduktion. Dennoch ist aus bautechnischer Hinsicht eine Ausgleichsschicht von etwa 30 cm vorteilhaft.

Anhand des Diagramms in Bild 174 können die Erkenntnisse aus den Parameterstudien zusammenfassend bewertet werden.

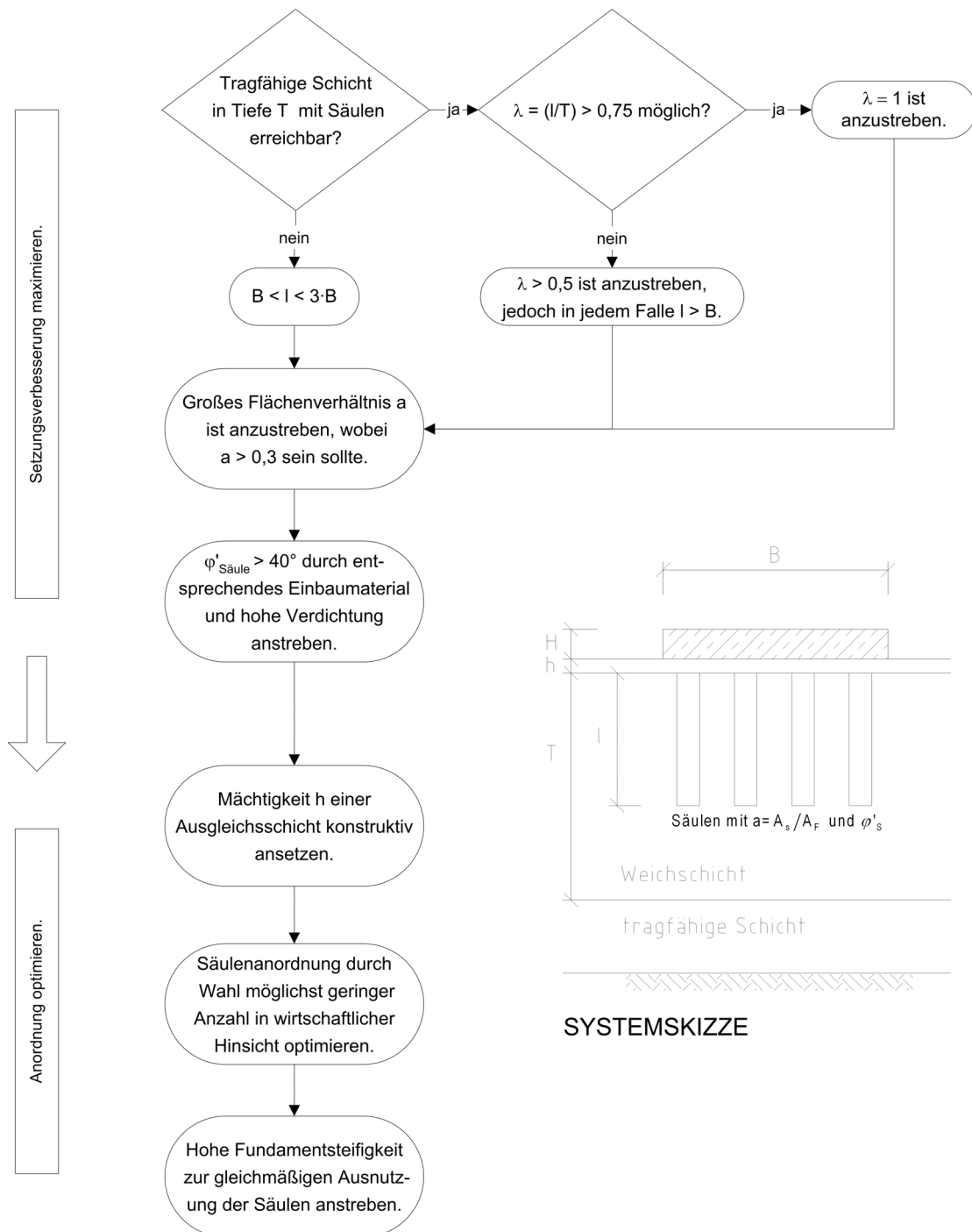


Bild 174: Schema zur Dimensionierung einer Rüttelstopfsäulengruppe.

Die Spannungskonzentration in den Säulen erreicht bei den hier vorgenommenen Berechnungen Werte zwischen $n = 4$ und $n = 5$ in der Höhe der Säulenköpfe. Die Spannungskonzentration reduziert sich bei schwimmend angeordneten Säulen dann auf Werte von etwa $n = 3$ entlang der Säulenachse. Verkürzt sich bei einer Säulenverlängerung der Abstand zur tragfähigen Schicht, dann steigen die Werte der Spannungskonzentration in Säulenfußnähe bis auf $n = 8$ für stehende Säulen an.

Der Betrag der seitlichen Stützung, ausgedrückt als Stützbeiwert e , hat auf die Setzungsverbesserung nur geringen Einfluss, wenn der Boden eine ausreichende Festigkeit aufweist. Bei geringen Stützbeiwerten führt jedoch die gleichzeitige Steigerung der Tragfähigkeit zu einem großen Anstieg der Setzungsverbesserungswerte (vgl. Bild 195). Zusätzlich steigt die Effektivität einer Baugrundverbesserung durch Rüttelstopfsäulen mit abnehmender Steifigkeit des zu verbessernden Bodens (vgl. Bild 196). Beide Tatsachen unterstreichen, dass die Wirksamkeit einer Rüttelstopfverdichtung gerade in weichen Böden mit geringen Festigkeiten sehr groß ist.

Hohe Fundamentsteifigkeiten führen zu einer gleichmäßigen Ausnutzung der Säulen in Bezug auf ihre Position unterhalb des Fundamentes. Gleichzeitig werden die Setzungen einheitlich über die Fundamentfläche verteilt. In Bezug auf die Setzungsverbesserung ist die Fundamentsteifigkeit, also die Dicke der Fundamentplatte, jedoch von untergeordneter Bedeutung (vgl. Bild 197).

Ab Werten von $K_S > 0,3$ kann die Systemsteifigkeit K_S als Parameter zur Klassifizierung einer Gründung auf Rüttelstopfsäulen herangezogen werden. Bei gleicher Systemsteifigkeit aber unterschiedlichen Fundamentabmessungen sind dann die mit dem Rüttelstopfverfahren erzielbaren Setzungsverbesserungen bei sonst gleichen Bedingungen weitestgehend identisch (vgl. Bild 199). Für Werte von $K_S < 0,3$ sind Einzelberechnungen erforderlich.

Durch eine Variation der Anordnung der Säulen abweichend von einer gleichmäßigen Verteilung kann eine Optimierung des Systems erreicht werden. Dabei ist das Flächenverhältnis unabhängig von der eigentlichen Säulenanzahl der maßgebende Parameter für die Setzungsverbesserung. Aus wirtschaftlicher Sicht ist es anzustreben, möglichst wenige Säulen herzustellen, die eher einen großen Durchmesser als eine große Länge aufweisen.

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung der Erkenntnisse

Die für Einzelsäulen oder großflächig ausgedehnte Säulenraster entwickelten Methoden zur Dimensionierung einer Baugrundverbesserung nach dem Rüttelstopfverfahren sind nicht auf das Verhalten von Säulengruppen übertragbar. Mit der vorliegenden Arbeit wird diese Kenntnislücke in Bezug auf die Anwendung des Rüttelstopfverfahrens zur Baugrundverbesserung unterhalb von räumlich begrenzten Lastflächen, beispielsweise Einzelfundamenten zur Gründung von Stützen oder Pfeilern, geschlossen.

Im Rahmen der hier vorgestellten Untersuchungen wurden die Ergebnisse kleinmaßstäblicher Modellversuche dazu verwendet, Erkenntnisse über die Verteilung der vertikalen Belastung innerhalb einer Gruppe von Säulen zu gewinnen. Dabei zeigte sich, dass die Säulen in Abhängigkeit von ihrer Position unterhalb des Fundamentes in unterschiedlichem Maße zur Lastabtragung herangezogen werden. Auf der Basis der Modellversuche wurde ein exponentieller Zusammenhang zwischen den Setzungen des Einzelfundamentes und dem Verhältnis aus Querschnittsfläche der Säulen und Fundamentfläche ermittelt. Untersuchungen an den Modellabgüssen weisen darauf hin, dass die Säulen trotz der belastungsbedingten axialen Stauchung infolge dilatanten Verhaltens eine Volumenvergrößerung erfahren, die sich im Ausbauchen des Säulenmaterials zeigt. Die Lage der maximalen Ausbauchung ist dabei abhängig von der Position der Säulen innerhalb der Säulengruppe.

Zur Ermittlung des Einflusses der Säulenherstellung auf den Spannungszustand und die Verformungseigenschaften im umgebenden Boden wurden Feldmessungen während der Herstellung von Rüttelstopfsäulen durchgeführt. Die Untersuchungen zeigen, dass die Horizontalspannungen in Abhängigkeit vom Abstand zum Ort der Säulenherstellung bis auf das 1,8-fache der initialen Spannungen steigen. Messungen des Ménard-Moduls ergaben, dass die Herstellung der Säulen eine Steifigkeitserhöhung bis auf das 2,5-fache der Ausgangssteifigkeit im umgebenden Boden bedingt. Diese Steifigkeitserhöhung findet in einer Verbesserungszone um die Säulengruppe herum statt, die anhand der Messungen in einem Abstand zwischen dem Vier- und dem Achtfachen des Säulendurchmessers von der äußeren Säulenreihe der Gruppe ermittelt wurde.

Die Einflüsse der Herstellung können als langzeitstabil angesehen und in Berechnungen berücksichtigt werden, wenn die Böden keine Neigung zu Kriecherscheinungen zeigen. Da die Herstellungseinflüsse das Tragverhalten der Verbundkonstruktion Säule – Boden in positiver Weise beeinflussen, ist eine Berechnung ohne Berücksichtigung dieser Effekte als konservativ zu bezeichnen.

Ein großmaßstäblicher und umfangreich instrumentierter in situ Versuch dient der Überprüfung der im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Modelle zur Berechnung des Tragverhaltens von Rüttelstopfsäulengruppen. Eine Gruppe, bestehend aus fünf Säulen, verbesserte den Baugrund unterhalb eines quadratischen Fundamentes von 3 m Seitenlänge. Mit Hilfe der Probelastung konnten das Last-Verformungsverhalten sowie die Tragfähigkeit der Säulengruppe eingehend untersucht werden. Durch die umfassende Instrumentierung der Säulenkopfebene konnten die Lastkonzentration in den Säulen und ihre Abhängigkeit von der Position der Säule innerhalb der Gruppe ermittelt werden. Anhand der Messung der Horizontalspannungen im Untergrund in radialer und tangentialer Richtung zum Säulenmantel konnte das Ausbauchen des Säulenmaterials messtechnisch erfasst werden.

Auf der Basis der Finiten Element Methode wurde ein Berechnungsmodell erstellt, welches das Lastabtragungsverhalten von Rüttelstopfsäulengruppen zutreffend beschreibt. Die Validierung des Modells erfolgte durch Rückrechnung der Modell- und Feldversuche. Die Simulation der Herstellung von Rüttelstopfsäulen im numerischen Modell basiert auf Analogieschlüssen, die durch Parameterstudien an die in situ gemessenen Effekte angepasst wurden.

Mit Hilfe des numerischen Modells wurden umfangreiche Parameterstudien zur Ermittlung des Last-Verformungsverhaltens von Rüttelstopfsäulengruppen unter vertikaler Belastung durchgeführt. Dabei zeigt sich die Abhängigkeit der Setzungsverbesserung von dem Verhältnis aus Querschnittsfläche der Säulengruppe und Fundamentfläche. Ebenso verändert sich der Betrag der Setzungsverbesserung mit dem Verhältnis aus der Länge der Säulen und der Mächtigkeit der nicht tragfähigen Schicht. Dabei ist es nicht unbedingt notwendig, die Säulen bis auf den tragfähigen Horizont hinabzuführen. In Abhängigkeit vom erforderlichen Verbesserungsgrad können die Säulen auch schwimmend angeordnet werden. Auf der Grundlage der Parameterstudien wurden Diagramme entwickelt, welche die Setzungsverbesserung als Quotient aus den mit dem numerischen Modell errechneten Vertikalverschiebungen des Fundamentes ohne und mit Baugrundverbesserung zeigen.

Aus den Untersuchungen wurden Empfehlungen für die Dimensionierung von Rüttelstopfsäulengruppen abgeleitet. Mit Hilfe des numerischen Modells kann eine Optimierung der Säulenordnung im Hinblick auf eine wirtschaftliche Gründung von Einzel-fundamenten auf Rüttelstopfsäulen erfolgen.

Die Berechnungen erfolgen an quadratischen Fundamenten unter zentrischer vertikaler Belastung. Das numerische Modell kann jedoch mit relativ geringem Aufwand auf exzentrische Belastungen oder Lastkombinationen mit horizontalen und vertikalen Komponenten und auch auf andere Fundamentabmessungen erweitert werden. Weiterhin können durch Anpassung der Materialparameter auch Säulen aus faserbewehrten Granulaten oder verfestigende Säulen mit Bindemittelgehalt untersucht werden. Ebenso

können andere Baugrundverbesserungsverfahren wie z.B. die tiefe Bodenvermörtelung mit nassem oder trockenem Bindemittleinbau durch Anpassung der entsprechenden Herstellungsparameter berücksichtigt werden.

7.2 Ausblick auf weitere Entwicklungslinien

Die in dieser Arbeit vorgestellten Untersuchungen beziehen sich auf das Spannungs-Verformungsverhalten von Rüttelstopfsäulengruppen unter monoton steigender Belastung. Die mit zyklischen Lastwechseln oder dynamischen Beanspruchungen verbundenen Effekte wurden nicht untersucht und sollten Gegenstand weiterer Forschung sein. Dazu sind neben der Durchführung zusätzlicher Versuchsreihen auch die Materialgesetze in den numerischen Berechnungen an die mit diesen Belastungsarten verbundenen Besonderheiten anzupassen.

Bei den Untersuchungen lag der Schwerpunkt auf der Verbesserungswirkung im Hinblick auf das Last-Verformungsverhalten durch den Einsatz des Rüttelstopfverfahrens. Zur genauen Quantifizierung der Traglasterrhöhung, der Verbesserung im Hinblick auf die Setzungsbeschleunigung und die Reduktion des Verflüssigungspotentials im Erdbebenfalle sollten weitere Forschungsaktivitäten in Angriff genommen werden. Dabei verspricht insbesondere die numerische Modellierung der dynamischen Beanspruchung und der damit verbundenen Porenwasserdrucksteigerung neue Erkenntnisse für die Dimensionierung solcher Verbesserungsmaßnahmen zum Schutz vor Bodenverflüssigung bei dynamischer Belastung.

Um die Langzeitstabilität der Herstellungseinflüsse besser einschätzen zu können, sind weitere Messungen des Spannungszustandes und der in situ Steifigkeiten in unterschiedlichen Böden notwendig. Zur Durchführung solcher Langzeitmessungen kann der in dieser Arbeit vorgestellte Messaufbau verwendet werden.

Im Hinblick auf die Simulation der Herstellungseinflüsse auf den umgebenden Boden sind weitere Fortschritte zu erwarten. Wenn es gelänge, die Veränderungen im Untergrund während der dynamischen Einwirkung des Tiefenrüttlers im dreidimensionalen Spannungsraum zutreffend zu beschreiben, dann könnte in ein und demselben Modell die Herstellung und die darauf folgende Belastung einschließlich der Langzeitstabilität von Rüttelstopfsäulen untersucht werden. Damit entfielen die Notwendigkeit, die Herstellungseinflüsse mit Analogien zu simulieren, die der Kalibrierung an in situ Messungen bedürfen.

8 Literatur

8.1 Normen und Vorschriften

DIN 1054 (2003). Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau.

DIN 4018 Beiblatt 1 (1981). Baugrund; Berechnung der Sohldruckverteilung unter Flächen Gründungen; Erläuterungen und Berechnungsbeispiele.

DIN 4094-1 (2002). Baugrund - Felduntersuchungen - Teil 1: Drucksondierungen.

DIN 4094-5 (2001). Baugrund - Felduntersuchungen - Teil 5: Bohrlochaufweitungsversuche.

DIN EN 14731 (2003). Entwurf. Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau). Baugrundverbesserung durch Tiefenrüttelverfahren.

8.2 Artikel und Monographien

ABOSHI, H. et al. (1979). "The 'Compozer' – a method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns". Coll. Int. Renforcement des Sols. Paris. 211-216.

AL-KHAFAJI, Z.A., CRAIG, W.H. (2000). "Drainage and reinforcement of soft clay tank foundation by sand columns". Géotechnique 50. No. 6. S. 709-713.

ANTOINE, P.-C. et al. (2003). "Study of deep compaction in order to its application to deep foundations". Proc. 13th Europ. Conf. Soil Mech. Geotech. Engg. Vol. 2. S. 443-448.

BACHUS, R.C., BARKSDALE, R.D. (1984). "Vertical and lateral behavior of model stone columns". Proc. int. conf. on in situ soil and rock reinforcement. Paris: Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. S. 99-104.

BAGUELIN, F., JÉZÉQUEL, J.F. und SHIELDS, D.H. (1978). The Pressuremeter and Foundation Engineering, Series on Rock and Soil Mechanics Vol. 2 No. 4, TransTech Publications.

BOWLES, J.E. (1996). Foundation Analysis and Design, 5th ed., Singapore: McGraw-Hill.

BALAAM, N.P. und BOOKER, J.R. (1981). "Analysis of rigid rafts supported by granular piles". Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech. Vol. 5. 379-403.

BALAAM, N.P. und BOOKER, J.R. (1985). "Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay". Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech. Vol. 9. 331-351.

BALAAM, N.P. und POULOS, H.G. (1983). "The behaviour of foundations supported by clay stabilised by stone columns". Proc. VIIIth ICSMFE. Helsinki. 199-204.

BARKSDALE, R.D. und BACHUS, R.C. (1983). Design and Construction of Stone Columns. Georgia Institute of Technology. Report FHWA/RD-83/026.

BATHE, K.-J. (1996). Finite Element Procedures. Englewood Cliffs: Prentice-Hall.

- BELYTSCHKO, T., LIU, W.K. und MORAN, B. (2000). Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures. Chichester: John Wiley & Sons.
- BERGADO, D.T. et al. (1994). Improvement Techniques of Soft Ground in Subsiding and Low-land Environment. Rotterdam: Balkema.
- BOUASSIDA, M. (2000). "Bearing Capacity of Soils reinforced by Floating Columns". Proc. IVth Int. Conf. GIGS. Helsinki. 439-448.
- BOUASSIDA, M. (2001). "Sur une nouvelle méthode de dimensionnement des fondations sur sol renforcé par colonnes". Proc. XVth ICSMGE. Istanbul. Vol.4. 2783-2790.
- BOUASSIDA, M., DEBUHAN, P. und DORMIEUX, L. (1995). "Bearing capacity of a foundation resting on a soil reinforced by a group of columns". Géotechnique 45. Nr. 1. 25-34.
- BRAUNS, J. (1978). "Die Anfangstraglast von Schottersäulen im bindigen Untergrund". Bau-technik 8. 263-271.
- BRAUNS, J. (1980). "Untergrundverbesserung mittels Sandpfählen oder Schottersäulen". Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau 8. 678-683.
- BRITTO, A.M. und GUNN, M.J. (1987). Critical State Soil Mechanics via Finite Elements. Chichester: Ellis Horwood Ltd.
- CARTER, J.P., BOOKER, J.R. und YEUNG, S.K. (1986). "Cavity Expansion in Cohesive Frictional Soils". Geotechnique 36. Nr. 3. 349-358.
- CUNZE, G. (1985). Ein Beitrag zur Abschätzung des Porenwasserüberdrucks beim Rammen von Verdrängungspfählen in bindige Böden. Diss. Uni Hannover. Mitteilungen des Inst. Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserwirtschaft. Heft 20.
- DAVIDSON, W. (1995). Model Tests on Stone Column Reinforced Foundations. MSc-Thesis University of Glasgow. Unveröffentlicht.
- DAVIS, R.O. und SELVADURAI, A.P.S. (2002). Plasticity and Geomechanics. Cambridge: Cambridge University Press.
- DEBATS, J.M., GUETIF, Z. und BOUASSIDA, M. (2003). "Soft soil improvement due to vibro-compacted columns installation". Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils-Theory and Practice. Hrsg.: Vermeer, Schweiger, Karstunen, Cudny. Essen: VGE. 551-556.
- DEGEN, W.S. (2001). Deep Vibratory Ground Improvement. Manuskript. Unveröffentlicht.
- DESAI, C.S. und SIRIWARDANE, H.J. (1984). Constitutive Laws for Engineering Materials with Emphasis on Geologic Materials. Englewood Cliffs: Prentice Hall.
- DINKLER, D. und KOWALSKI, U. (1998). Phänomenologische Modelle für Werkstoffe des Bauwesens. Sonderdruck des Instituts für Statik der TU Braunschweig.

- FELLIN, W. (2000). Rütteldruckverdichtung als plastodynamisches Problem. *Advances in Geotechnical Engineering and Tunneling* 2. Rotterdam: Balkema.
- FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR DAS STRAßENWESEN (1979). Merkblatt für die Untergrundverbesserung durch Tiefenrüttler.
- FRÜCHTENICHT, H. (1984). Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden. Diss. TU Braunschweig. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik. Heft 15.
- GIBSON, R.E. und ANDERSON, W.F. (1961). "In-situ Measurement of Soil Properties with the Pressuremeter". *Civil Engineering and Public Works Review*. Vol. 56. Nr. 658. 615-618.
- GLÖTZL (1999). Montage- und Messanleitung für Ventilgeber. Produktinformation der Glötzl Baumesstechnik.
- GÖRTLER, H. (1975). Dimensionsanalyse. Berlin, Heidelberg, New York: Springer.
- GOUGHNOUR, R.R. und BAYUK, A.A. (1979a). "A field study of long term settlements of loads supported by stone columns in soft ground". *Coll. Int. Renforcement des Sols*. Paris. 279-285.
- GOUGHNOUR, R.R. und BAYUK, A.A. (1979b). "Analysis of stone column – soil matrix interaction under vertical load". *Coll. Int. Renforcement des Sols*. Paris. 271-277.
- GOUGHNOUR, R.R. (1983). "Settlement of vertically loaded stone columns in soft ground". *Proc. 8th ECSMFE*. Helsinki. Vol. 1. 235-240.
- GREENWOOD, D.A. (1970). "Mechanical improvement of soils below ground surface". *Conf. on Ground Engg*. London: Inst. of Civil Engg. 11-22.
- GREENWOOD, D.A. (1991). "Load Tests on Stone Columns". *Deep Foundation Improvements: Design, Construction and Testing*. ASTM STP 1089. Hrsg.: Esrig, Bacchus. 148-171.
- GREENWOOD, D.A., HINZE, K. und DONEL, M. (1972). "Baugrundverbesserung durch Tiefenverdichtung". *Baumaschine und Bautechnik* 19. Heft 9. 367-375.
- GREENWOOD, D.A. und KIRSCH, K. (1983). "Specialist Ground Treatment by Vibratory and Dynamic Methods". *Advances in piling and ground treatment*. London: Telford. 17-45.
- GRUBER, F.J. (1994). Verhalten einer Rüttelstopfverdichtung unter einem Straßendamm. Dissertation TU Graz.
- GUDEHUS, G. (2002). "Bauwerksschonende geotechnische Eingriffe in den Baugrund: Bodenmechanische Erklärung und Prognosen". *Bauingenieur* 77. 379-386.
- GUDEHUS, G. und LEINEKUGEL, H.-J. (1974). "Kriechen und Relaxation im Boden". *Bauingenieur* 49. 285-293.

- HARTWIG, U. (2000). Einfluß der Belastungsgeschichte auf die Horizontalspannungen in überkonsolidierten Tonen. Geotechnik in Forschung und Praxis. Hrsg.: WBI Prof. Dr.-Ing. W. Wittke. Aachen: WBI-Print 8.
- HEWLETT, W.J. und RANDOLPH, M.F. (1988). "Analysis of piled embankments". Ground Engineering. April 1988. 12-18.
- HILMER, K. et al. (1983). "Einbauempfehlungen für Erd- und Sohldruckgeber". Symp. Messtechnik im Erd- und Grundbau, München. Hrsg.: DGEg. Vortragsband. Essen. 163-168.
- HU, W. (1995). Physical Modelling of Group Behaviour of Stone Column Foundations. Diss. University of Glasgow.
- HUGHES, J.M. und WITHERS, N.J. (1974). "Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns". Ground Engineering 7. Nr. 3. 42-49.
- HUGHES, J.M., WITHERS, N.J. und GREENWOOD, D.A. (1975). "A field trial of the reinforcing effect of a stone column in soil". Geotechnique 25. Nr. 1. 31-44.
- HUGHES, J.M., WROTH, C.P. und WINDLE, D. (1977). "Pressuremeter in Sands". Geotechnique 27, Nr. 4, 1977, 455-477
- JAPANESE GEOTECHNICAL SOCIETY (1998). Remedial Measures against Soil Liquefaction. Rotterdam: Balkema.
- KAHL, M. (1991). Primär- und Sekundärspannungszustände in überkonsolidiertem Ton. Diss. TU Braunschweig. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik. Heft 36.
- KATZENBACH, R., MOORMANN, C. und REUL, O. (1999). "Ein Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens von kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP)". Pfahlsymposium 1999. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig. Heft 60. 261-299.
- KELLER (2002). Die Tiefenrüttelverfahren. Firmenprospekt 10-2D.
- KEMPFERT, H.-G. et al. (2002). "Polderumschließung durch einen auf geokunststoffummantelten Sandsäulen gegründeten Deich". Vorträge der Baugrundtagung 2002 in Mainz. Hrsg.: DGGT. Essen: VGE. 63-70.
- KIRSCH, F. (2001). 1. Zwischenbericht über die Forschungszusammenarbeit 'Die Numerische Analyse von Baugrundverbesserungsmaßnahmen'. Manuskript IGB-TUBS. Unveröffentlicht.
- KIRSCH, F. (1995). Die Verbesserung bindiger Böden mit der Rüttelstopfverdichtung. Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig. Unveröffentlicht.

- KIRSCH, F. und SONDERMANN, W. (2003). "Field measurements and numerical analysis of the stress distribution below stone column supported embankments and their stability". Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils-Theory and Practice. Hrsg.: Vermeer, Schweiger, Karstunen, Cudny. Essen: VGE. 595-600.
- KIRSCH, K. (1993). "Die Baugrundverbesserung mit Tiefenrüttlern". 40 Jahre Spezialtiefbau. Hrsg.: Englert, Stocker. Düsseldorf: Werner-Verlag. 219-255.
- KIRSCH, K. und SONDERMANN, W. (2001). "Baugrundverbesserung". Grundbau-Taschenbuch. Teil 2: Geotechnische Verfahren. Hrsg.: Smoltczyk. Berlin: Ernst & Sohn.
- KLING, B. (1997). Auswertung von Porenwasserdruckmessungen während der Herstellung von Ortbeton-Rammpfählen beim Bauvorhaben Müllverwertungsanlage Rugenberger Damm. Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig. Unveröffentlicht.
- KÖGLER, F. (1933). "Baugrundprüfung im Bohrloch". Der Bauingenieur. Heft 19/20. 266-270.
- KRASE, V. (2001). Die numerische Simulation von Hohlraumauflösungen. Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig. Unveröffentlicht.
- KRIEG, S. und GOLDSCHIEDER, M. (1999). "Viskoses Tragverhalten von Pfählen und seine Anwendungen". Pfahl-Symposium 1999. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig. Heft 60. 235-260.
- KRÜGER, F. (1998). Das Verhalten einer Rüttelstopfverdichtung. Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig. Unveröffentlicht.
- KUHN, C. (2001). Erweiterung eines nichtlinearen Stoffgesetzes um zeitlich abhängiges Materialverhalten zur Beschreibung eines Triaxialversuches. Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig. Unveröffentlicht.
- LUNNE, T., ROBERTSON, P.K. und POWELL, J.J.M (1997). Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. London: Blackie Academic & Professional.
- LEE, J.S. und PANDE, G.N. (1998). "Analysis of stone-column reinforced foundations". Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech. Vol. 22. 1001-1020.
- LEE, J.S. et al. (1999). "Elasto-plastic analysis of composite material using a macro level yield function". Numerical Models in Geomechanics – NUMOG VII. Hrsg.: Pande, Pietrusczak, Schweiger. Rotterdam: Balkema. 663-668.
- MADHAV, M.R. und VITKAR, P.P. (1978). "Strip Footing on Weak Clay Stabilised with a Granular Trench or Pile". Canadian Geotechnical Journal. Vol. 15. 605-609.

- MAYBAUM, G. (1993). "Erddruckmessungen an Verdrängungspfählen". Beiträge zum Pfahl-Symposium 1993. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig. Heft 41. 235-244.
- MAYBAUM, G. (1996). "Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer". Diss. TU Braunschweig. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik. Heft 52.
- MEIßNER, H. (1991). "Empfehlungen des Arbeitskreises 'Numerik in der Geotechnik' der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.". Geotechnik 14. Nr. 1. 1-10.
- MEIßNER, H. (1996). "Tunnelbau unter Tage - Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 'Numerik in der Geotechnik', Abschnitt 2". Geotechnik 19. Nr. 2. 99-108.
- MEIßNER, H. (2002). "Baugruben - Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 'Numerik in der Geotechnik', Abschnitt 3". Geotechnik 25. Nr. 1. 44-56.
- MOSELEY, M.P. und PRIEBE, H.J. (1993). "Vibro Techniques". Ground Improvement. Hrsg. Moseley. Glasgow: Blackie. 1-39.
- MUIR WOOD, D. (1990). Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics. Cambridge: Cambridge University Press.
- MUIR WOOD, D., HU, W. und NASH, D.F.T. (2000). "Group effects in stone column foundations: model tests". Géotechnique 50. No. 6. 689-698.
- MÜLLER, H. (1970). "Baugrunduntersuchung mit dem Pressiometerverfahren nach Ménard". Die Bautechnik. Heft 9. 289-294.
- NAHRGANG, E. (1976). "Untersuchung des Tragverhaltens von eingerüttelten Schottersäulen an Hand von Modellversuchen". Baumaschine + Bautechnik. Heft 8. 391-404.
- OMINE, K. und OHNO, S. (1997). "Deformation analysis of composite ground by homogenization method". Proc. 14th ICSMFE. 719-722.
- ORTIGAO, J.A.R. (1995). Soil Mechanics in the light of critical state theories. Rotterdam: Balkema.
- POTTS, D.M. und ZDRAVKOVIC, L. (1999). Finite element analysis in geotechnical engineering. Vol. I: Theory und Vol. II: Application. London: Telford.
- PRIEBE, H.J. (1976). "Abschätzung des Setzungsverhaltens eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes". Bautechnik 53. 160-162.
- PRIEBE, H.J. (1988). "Zur Abschätzung des Setzungsverhaltens eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes". Bautechnik 65. 23-26.
- PRIEBE, H.J. (1990). "Bemessung von Rüttelstopfverdichtungen". Vorträge des 5. Chr. Veder Kolloquiums. TU Graz. 1-12.

- PRIEBE, H.J. (1995). "Die Bemessung von Rüttelstopfverdichtungen". Bautechnik 72. 183-191.
- PRIEBE, H.J. (1998). "Rüttelstopfverdichtung zur Vorbeugung gegen Bodenverflüssigung bei Erdbeben". Vorträge zum 5. Darmstädter Geotechnik Kolloquium. Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt. Heft Nr. 39. 79-92.
- PRIEBE, H.J. (2003). "Zur Bemessung von Rüttelstopfverdichtungen – Anwendung des Verfahrens bei extrem weichen Böden, bei schwimmenden Gründungen und beim Nachweis der Sicherheit gegen Gelände- oder Böschungsbruch". Bautechnik 80. 380-384.
- RANDOLPH, M.F., CARTER, J.P. und WROTH, C.P. (1979). "Driven piles in clay – the effects of installation and subsequent consolidation". Géotechnique 29. Nr. 4. 361-393.
- RAITHEL, M. (1999). Zum Trag- und Verformungsverhalten von geokunststoffummantelten Sandsäulen. Diss. UGh Kassel. Schriftenreihe Geotechnik. Heft 6.
- RAJU, V.R. und HOFFMANN, G. (1996). "Treatment of tin mine tailings in Kuala Lumpur using vibro replacement". Proceedings of the 12th Southeast Asian Geotechnical Conference, Kuala Lumpur.
- RODATZ, W. (1995). Vorlesungsumdruck – Grundbau, Bodenmechanik, unterirdisches Bauen. Nachdruck der 9. Aufl. Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig.
- RODATZ, W. und MAYBAUM, G. (1999). "Zum Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Flächengründungen mit setzungsmindernden Pfählen". Pfahlsymposium 1999. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig. Heft 60. 301-315.
- SCHANZ, T. (1998). Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. Habil. Uni Stuttgart. Institut für Geotechnik Stuttgart. Mitteilung 45.
- SCHMITT, J. (1997). Anwendung numerischer Methoden zur Bestimmung der Erddruckverteilung bei Ansatz nichtlinearer Materialgesetze. Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig. Unveröffentlicht.
- SCHNELL, W. und VAHLAND, R. (1997). Verfahrenstechnik der Baugrundverbesserungen. Stuttgart: Teubner.
- SCHULTZE, E. und HORN, A. (1990). "Setzungsberechnung". Grundbautaschenbuch, Teil 1, 4. Auflage. Hrsg.: Smoltczyk. Berlin: Ernst & Sohn. 241-270.
- SCHWEIGER, H.F. (1989). Finite Element Analysis of Stone Column Reinforced Foundations. Diss. University of Swansea. Mitteilungen d. Inst. für Bodenmech., Felsmech. und Grundbau TU Graz. Heft 8.

- SCHWEIGER, H.F. (1990). "Finite Element Berechnung von Rüttelstopfverdichtungen". Vorträge des 5. Chr. Veder Kolloquiums. TU Graz. 1-15.
- SCHWEIGER, H.F. (1995). Ein Beitrag zur Anwendung der Finite-Elemente-Methode in der Geotechnik. Habilitationsschrift: TU Graz. Mitteilungen d. Inst. f. Bodenmech. und Grundbau. Heft 12.
- SCHWEIGER, H.F. (2002). "Musterlösung und Parameterstudie für dreifach verankerte Baugrube – Anhang zu Empfehlung Nr. 3 'Baugruben' des Arbeitskreises 1.6 'Numerik im Grundbau'". Geotechnik 25. Nr. 2. 101-109.
- SEHN, L.S. (2003). "Shear strength of vibro replacement stone and how it affects Deformation". Hayward Baker Engineering Conference.
- SOYEZ, B. (1987). "Bemessung von Stopfverdichtungen". Baumaschine+Bautechnik. 170-186.
- STAHLMANN, J. und EL-MOSSALLAMY, Y. (2001). "Die Gründung des Hochhauses Gallileo - innovative wirtschaftliche Lösung oder ingenieurwissenschaftliche Spielerei". Pfahlsymposium 2001. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig. Heft 65. 83-102.
- THORBURN, S. (1975). "Building structures supported by stabilized ground". Géotechnique. Vol. 25. 83-94.
- VESIC, A.S. (1972) "Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE. Vol. 98. März 1972. 265-290.
- VANIMPE, W.F. (2001). "About the effectiveness of stone columns ". Proc. 15th ICSMGE. Istanbul. Vol. 4. 2755-2758.
- VANIMPE, W.F. und DEBEER, E. (1983). "Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns". Proc. 8th ECSMFE. Helsinki. Vol. 1. 309-312.
- VITTINGHOFF, T. (2003). Analyse des Langzeitverhaltens einer Spundwandkonstruktion in einem überkonsolidierten Ton. Diss. TU Braunschweig. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik. Heft Nr. 72.
- VON SOOS, P. (1990). "Eigenschaften von Boden und Fels - ihre Ermittlung im Labor ". Grundbau-Taschenbuch. Teil 1: Geotechnische Grundlagen. Hrsg.: Smoltczyk. Berlin: Ernst & Sohn.
- WATTS, K.S. et al. (2000). "An instrumented trial of vibro ground treatment supporting strip foundations in a variable fill". Géotechnique 50. No. 6. 699-708.
- WEHR, W. (1999). "Schotterssäulen – das Verhalten von einzelnen Säulen und Säulengruppen". Geotechnik 22. Nr. 1. 40-47.

- WITTE, M. und KIRSCH, F. "Verwendung von Pressiometerversuchsergebnissen für Gründungsberechnungen". Messen in der Geotechnik 2002. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig. Heft 68. S.107-125.
- WONG, H.-Y. (1975). "Vibroflotation – its effect on weak cohesive soils". Civil Engineering. April 1975. 44-67.
- WOOD, D.M. (1990). Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics. Cambridge: Cambridge University Press.
- WROTH, C.P. und WINDLE, D. (1977). "Pressuremeter in Sands". Geotechnique 27, Nr. 4, 1977, 455-477.

Anhang A Rechengang des Verfahrens nach GOUGHNOUR und BAYUK (1979)

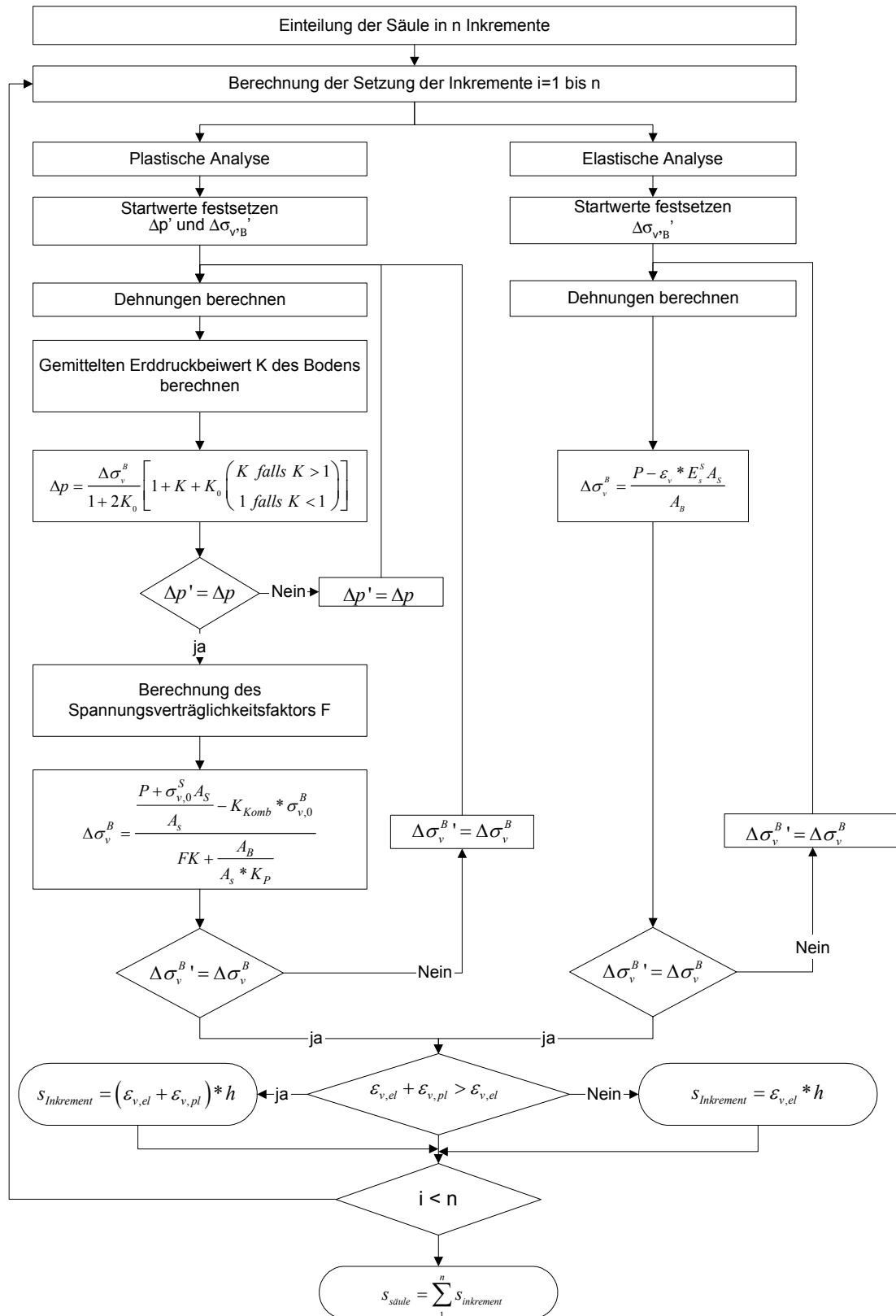


Bild 175: Ablaufdiagramm.

Anhang B Ergebnisse der Laborversuche

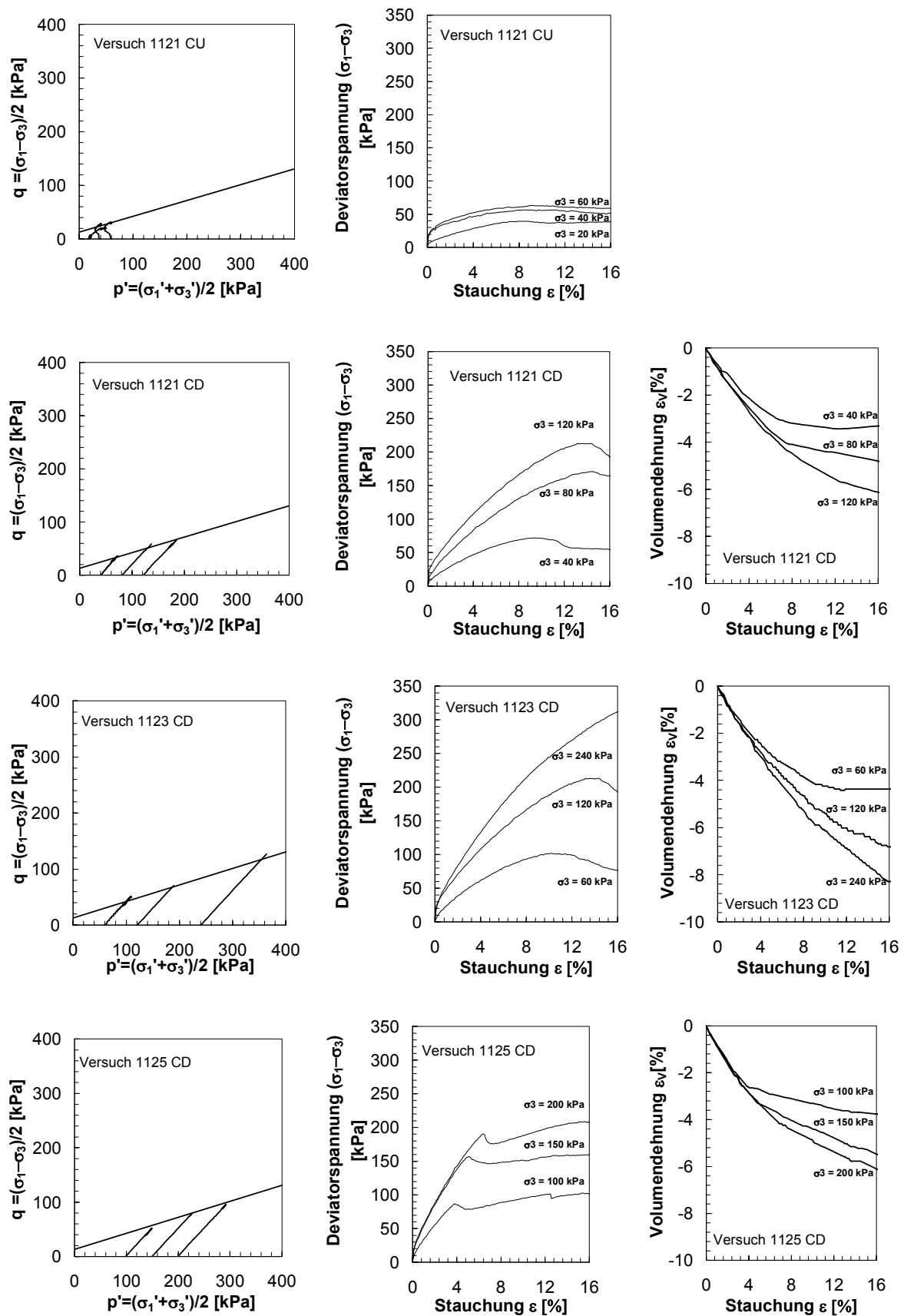
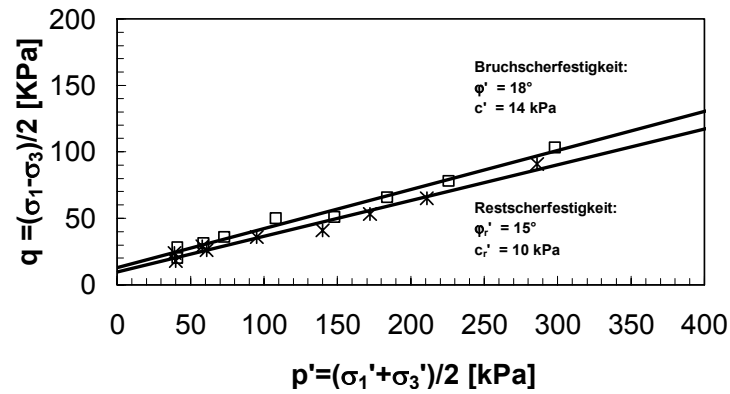


Bild 176: Triaxialversuche – Probefeld C – Taman Desa Interchange – Ton.



$$\text{Neigung der Critical State Line } M = \frac{6 \sin \varphi_r'}{3 - \sin \varphi_r'} = 0,567.$$

$$\text{Dilatanzwinkel bei } \varepsilon(q_{\max}): \sin \psi = \frac{\Delta \varepsilon_V}{\Delta \gamma} = \frac{\Delta \varepsilon_V}{\Delta \varepsilon_{\text{axial}} - \Delta \varepsilon_{\text{radial}}} = 0,0698.$$

Bild 177: Zusammenfassung der Triaxialversuche – Probefeld C.

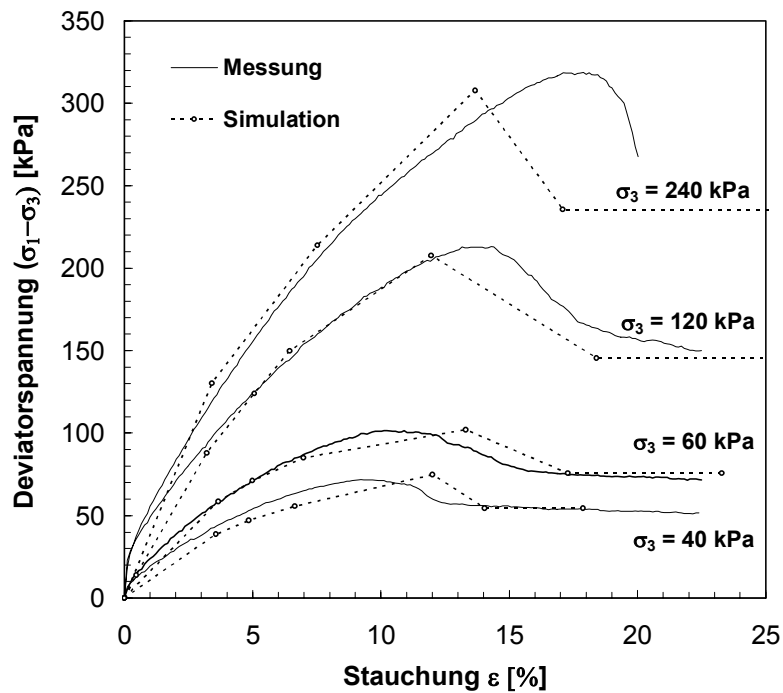
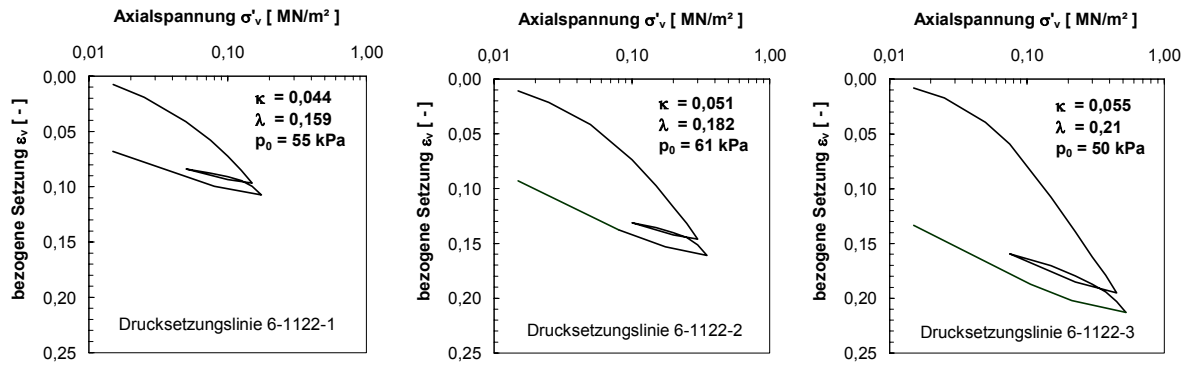


Bild 178: Numerische Nachrechnung zur Ermittlung der Kegel- Ver- und Entfestigung.



Initiale Porenzahl $e_0 = 1,7$.

Logarithmischer Kompressionsmodul bei Erstbelastung $\lambda = 0,183 [-]$.

Logarithmischer Kompressionsmodul bei Ent- und Wiederbelastung $\kappa = 0,05 [-]$.

Konsolidationsspannung $p_0 = 55 \text{ kPa}$.

Bild 179: Oedometerversuche – Probefeld C – Taman Desa Interchange – Ton.

Aus den Parametern des Cam-Clay Modells lässt sich nach (79) der Verlauf der Beziehung von hydrostatischem Druck p und plastischer Volumendehnung $\varepsilon_{pl,Vol}$ ermitteln. Der auf diese Weise bestimmte analytische Kurvenverlauf wird durch Anpassung der Kappenparameter des Braunschweiger Kappen-Kegelmodells L und M numerisch nachvollzogen.

$$p = p_0 \cdot e^{\frac{(1+e_0) \cdot 1 - e^{\varepsilon_{pl}^{pl}}}{\lambda - \kappa e^{\varepsilon_{pl}^{pl}}}} \quad (79)$$

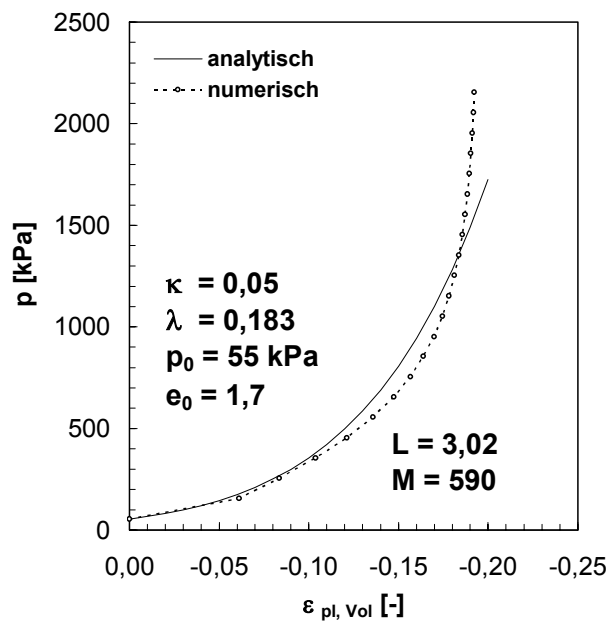


Bild 180: Simulation isotrope Kompression – Probefeld C – Taman Desa Interchange – Ton.

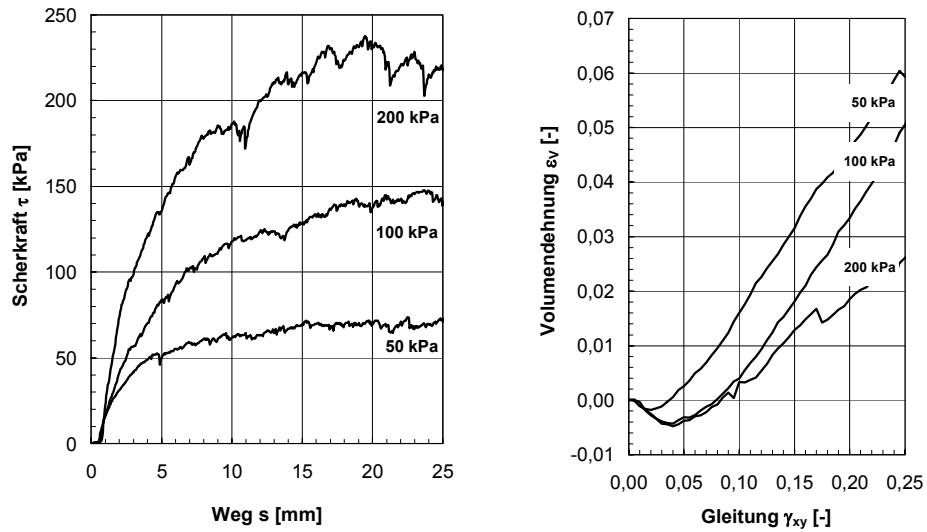


Bild 181: Direkter Scherversuch – Probefeld C – Taman Desa Interchange – Säulenmaterial.

Anhang C Numerische Simulation der Pressiometerversuche

Zur Ermittlung der Korrelation zwischen gemessenem Ménardmodul und dem für Berechnungen anzusetzenden Elastizitätsmodul werden die durchgeführten Pressiometerversuche mit numerischen Berechnungen simuliert. Auf der Grundlage eines rotations-symmetrischen Modells wird der Baugrundaufbau, die Sondengeometrie und die zylindrische Hohlraumaufweitung des Pressiometerversuchs modelliert (vgl. Bild 182).

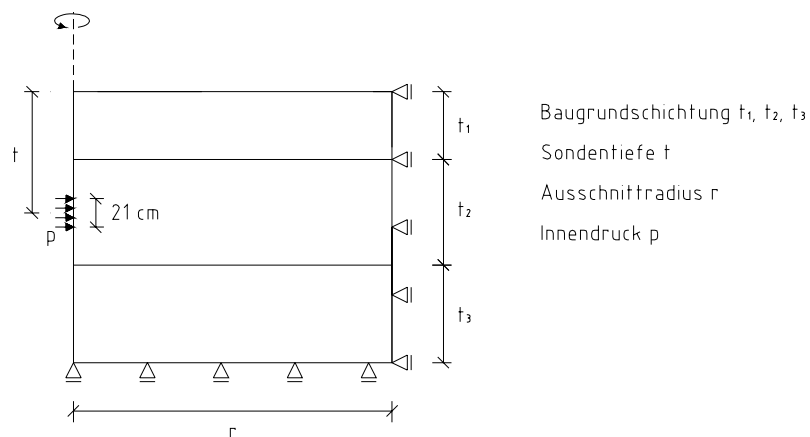


Bild 182: Modell zur Simulation von Pressiometerversuchen.

Zur Identifikation des Elastizitätsmoduls aus den in situ Versuchen wird im numerischen Modell die Steifigkeit des Materials variiert, bis eine Übereinstimmung zwischen gemessenem Druck-Volumenverhalten des Pressiometerversuchs und errechnetem Kurvenverlauf erzielt wird. Die übrigen Materialparameter werden ebenfalls aus dem Pressiometerversuch abgeschätzt. Da aufgrund der Versuchsgeschwindigkeit von undrainierten Bedingungen auszugehen ist, wird das anstehende Material mit einer undrainierten Scherfestigkeit c_u modelliert, die sich nach Iteration aus dem Zusammenhang (80) ergibt.

$$p_{Lm} - \sigma_{h,0} = c_u \left[1 + \ln \left(\frac{E_M}{2 \cdot (1 + \nu) \cdot c_u} \right) \right], \quad (80)$$

wobei	p_{Lm}	Grenzlast [kPa], aus Versuch bekannt,
	$\sigma_{h,0}$	Horizontalspannung [kPa], abgeschätzt oder aus Versuch ermittelt,
	E_M	Ménardmodul [kPa], aus Versuch bekannt,
	ν	Querdehnzahl [-], abgeschätzt,
	c_u	undrainierte Scherfestigkeit [kPa], durch Iteration zu ermitteln.

Ausgehend vom Anfangsradius wird der Druck auf die Bohrlochwandung im Bereich der Messzelle schrittweise erhöht und so die Versuchsdurchführung simuliert.

Das Anlegen der zunächst unbelasteten Messzelle an die Bohrlochwandung wird im numerischen Modell nicht abgebildet. Entsprechend muss das Anfangsvolumen V_1 für die

Simulation aus einer Tangentenkonstruktion an die Messkurve ermittelt werden. Die bei entsprechendem Innendruck aufgetretenen Verschiebungen werden im numerischen Modell ermittelt, das zugehörige Volumen der Messzelle wird errechnet und daraus die Druck-Volumenbeziehung aufgestellt.

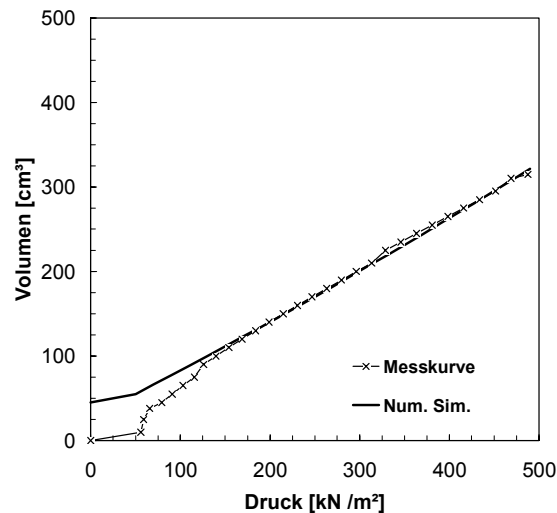


Bild 183: Vergleich von gemessener und simulierter Druck-Volumenbeziehung eines Pressiometerversuchs.

Nachdem durch Variation des Elastizitätsmoduls im numerischen Modell E_{num} die Kurvenverläufe zur Deckung gebracht wurden, kann das Verhältnis zwischen Ménardmodul und Elastizitätsmodul bestimmt werden. Eine Ausgleichsgerade durch mehrere Versuche zeigt den in Bild 184 angegebenen Zusammenhang für den im Probefeld A anstehenden tonigen Schluff bzw. den in Probefeld C anstehenden Ton.

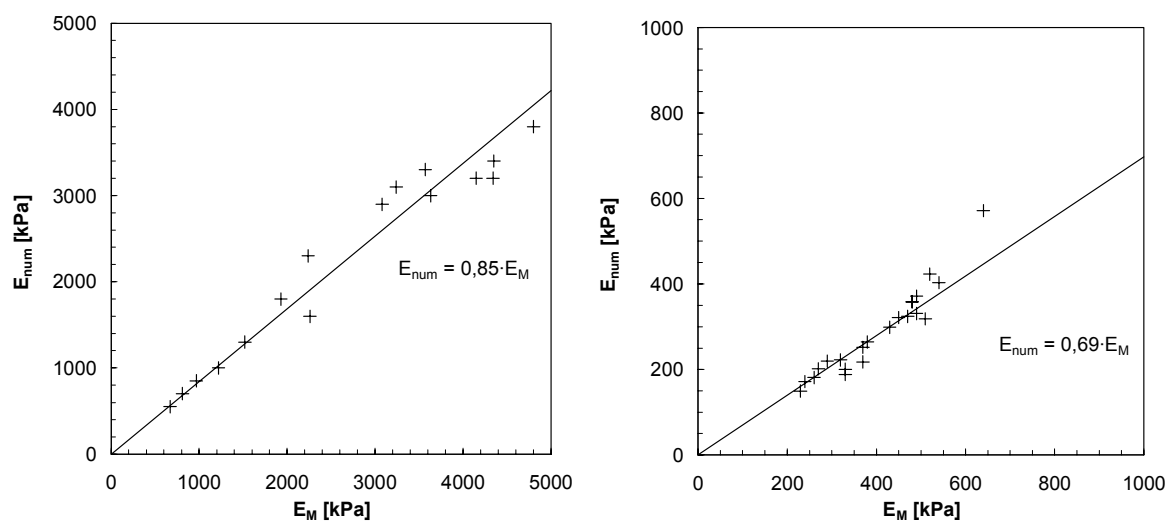


Bild 184: Zusammenhang zwischen Elastizitäts- und Ménardmodul für den tonigen Schluff in Probefeld A (links) und den Ton in Probefeld C (rechts).

Anhang D Herstellungsprotokolle der Rüttelstopfsäulen in Probefeld C

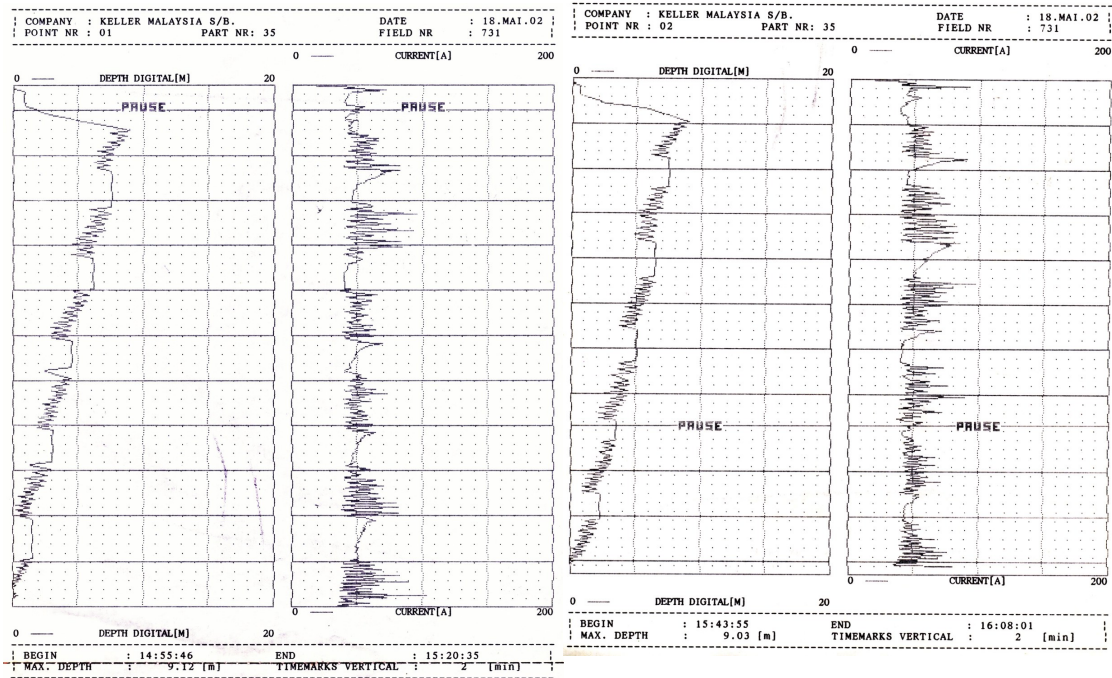


Bild 185: Zeit-Eindringtiefe- und Zeit-Stromaufnahme-Protokoll Säule 1 und Säule 2.

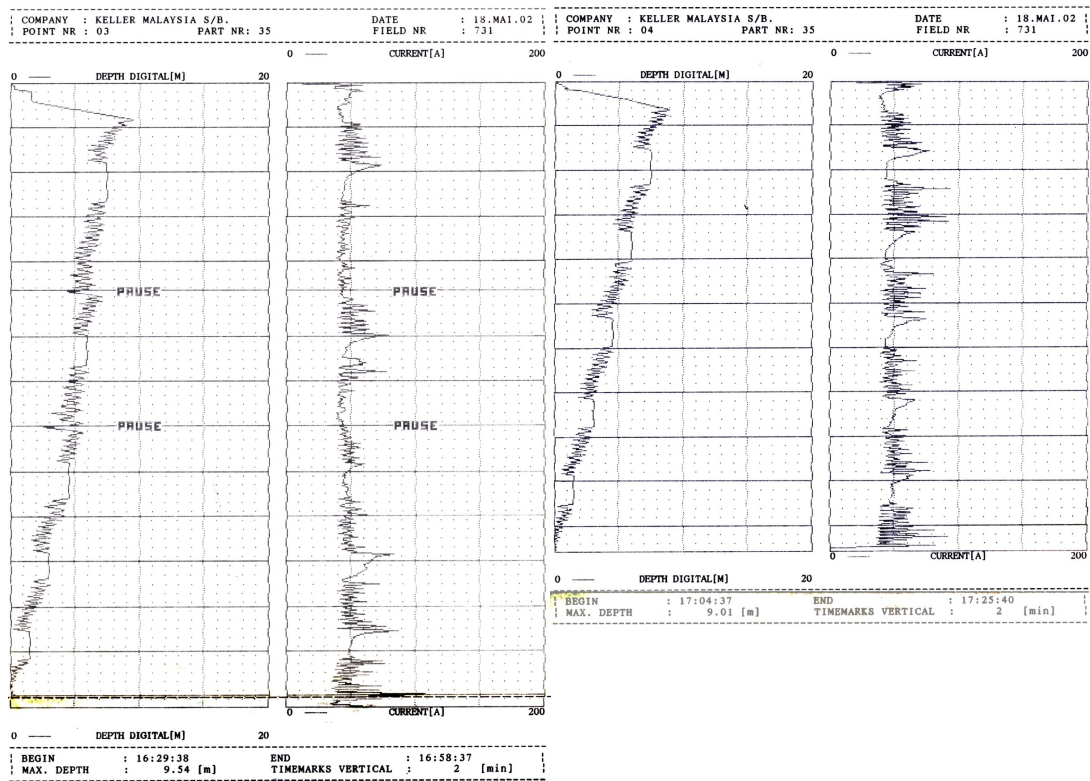


Bild 186: Zeit-Eindringtiefe- und Zeit-Stromaufnahme-Protokoll Säule 3 und Säule 4.

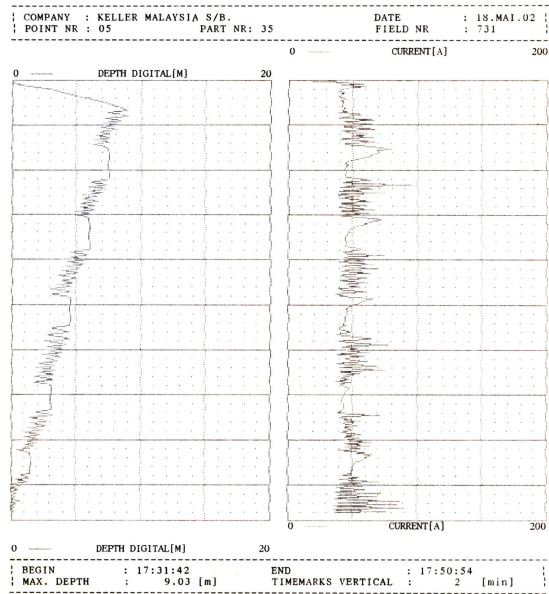


Bild 187: Zeit-Eindringtiefe- und Zeit-Stromaufnahme-Protokoll Säule 5.

Anhang E Invarianten des Spannungstensors

Eine ausführliche Herleitung der Invarianten des Spannungstensors kann beispielsweise DESAI und SIRIWARDANE (1984) entnommen werden, so dass hier nur die Formelzusammenhänge aufgeführt werden. Der allgemeine Spannungszustand

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (81)$$

weist die Invarianten I_1 , I_2 und I_3 auf:

$$I_1 = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}, \quad (82)$$

$$I_2 = \sigma_{xx}\sigma_{yy} + \sigma_{yy}\sigma_{zz} + \sigma_{zz}\sigma_{xx} - \sigma_{xy}^2 - \sigma_{yz}^2 - \sigma_{xz}^2, \quad (83)$$

$$I_3 = \det[\sigma] \\ = \sigma_{xx}\sigma_{yy}\sigma_{zz} + 2\sigma_{xy}\sigma_{yz}\sigma_{xz} - \sigma_{xx}\sigma_{yz}^2 - \sigma_{yy}\sigma_{xz}^2 - \sigma_{zz}\sigma_{xy}^2. \quad (84)$$

Für die Invarianten des Hauptspannungstensors

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (85)$$

gilt entsprechend:

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3, \quad (86)$$

$$I_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1, \quad (87)$$

$$I_3 = \sigma_1\sigma_2\sigma_3. \quad (88)$$

Der allgemeine Spannungszustand kann in einen hydrostatischen und einen deviatorischen Anteil zerlegt werden:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} p & 0 & 0 \\ 0 & p & 0 \\ 0 & 0 & p \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \sigma_{xx} - p & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} - p & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} - p \end{bmatrix}, \quad (89)$$

mit der Mittelspannung:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = \frac{I_1}{3}. \quad (90)$$

Die Invarianten des deviatorischen Anteils ergeben sich dann zu J_1 , J_2 und J_3 :

$$J_1 = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz} - 3p = 0, \quad (91)$$

$$\begin{aligned} J_2 &= (\sigma_{xx} - p)(\sigma_{yy} - p) + (\sigma_{yy} - p)(\sigma_{zz} - p) + (\sigma_{zz} - p)(\sigma_{xx} - p) \\ &\quad - \sigma_{xy}^2 - \sigma_{yz}^2 - \sigma_{xz}^2, \\ &= \frac{1}{6} \left[(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{zz} - \sigma_{xx})^2 \right] + \sigma_{xy}^2 + \sigma_{yz}^2 + \sigma_{xz}^2, \end{aligned} \quad (92)$$

$$\begin{aligned} J_3 &= (\sigma_{xx} - p)(\sigma_{yy} - p)(\sigma_{zz} - p) + 2\sigma_{xy}\sigma_{yz}\sigma_{xz} \\ &\quad - (\sigma_{xx} - p)\sigma_{yz}^2 - (\sigma_{yy} - p)\sigma_{xz}^2 - (\sigma_{zz} - p)\sigma_{xy}^2. \end{aligned} \quad (93)$$

Anhang F Ergebnisse zusätzlicher Berechnungen und Parameterstudien

Berechnungen zur Einzelsäule

In Bild 188 und Bild 189 sind die Vertikalspannungen σ_v auf Säule und Boden sowie die Vertikalverschiebungen s für horizontale Schnitte in unterschiedlichen Tiefen t/l mit der Säulenlänge l dargestellt. Die Spannungen sind dabei mit der Auflast p , die Verschiebungen bzw. der Abstand zur Systemachse mit dem Fundamentradius R normiert. Deutlich wird die Spannungskonzentration $n = \sigma_{\text{Säule}}/\sigma_{\text{Boden}}$ im Säulenmaterial, die je nach Schnittebene in Abhängigkeit der Belastung Werte zwischen $n = 5$ am Säulenkopf ($t/l = 0$) und $n = 3,0$ in Höhe des Säulenfußes ($t/l = 1$) annimmt.

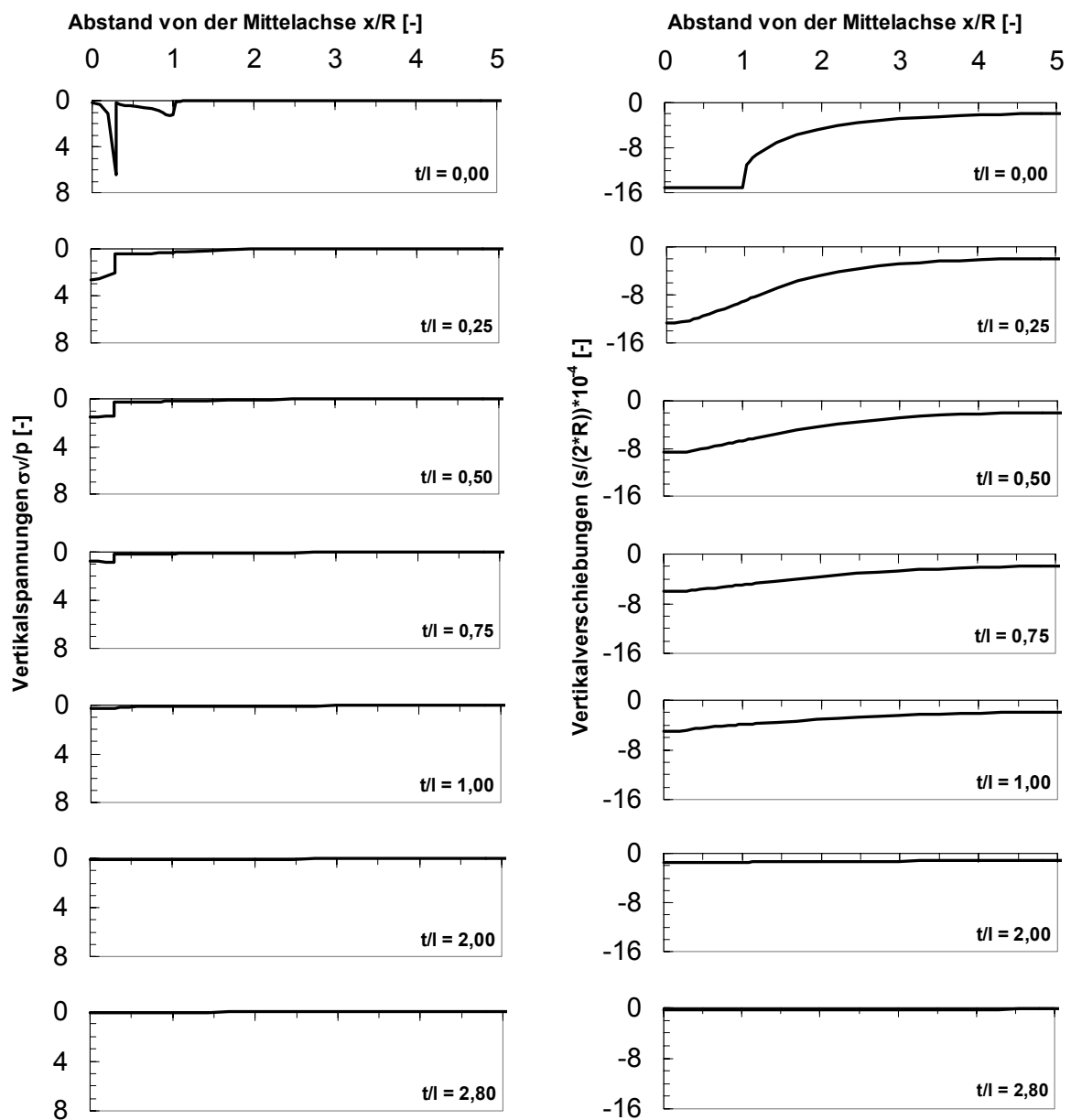


Bild 188: Vertikalspannungen und -verschiebungen in unterschiedlichen Tiefen t/l für eine Auflast von $p=50$ kPa aus numerischer Simulation.

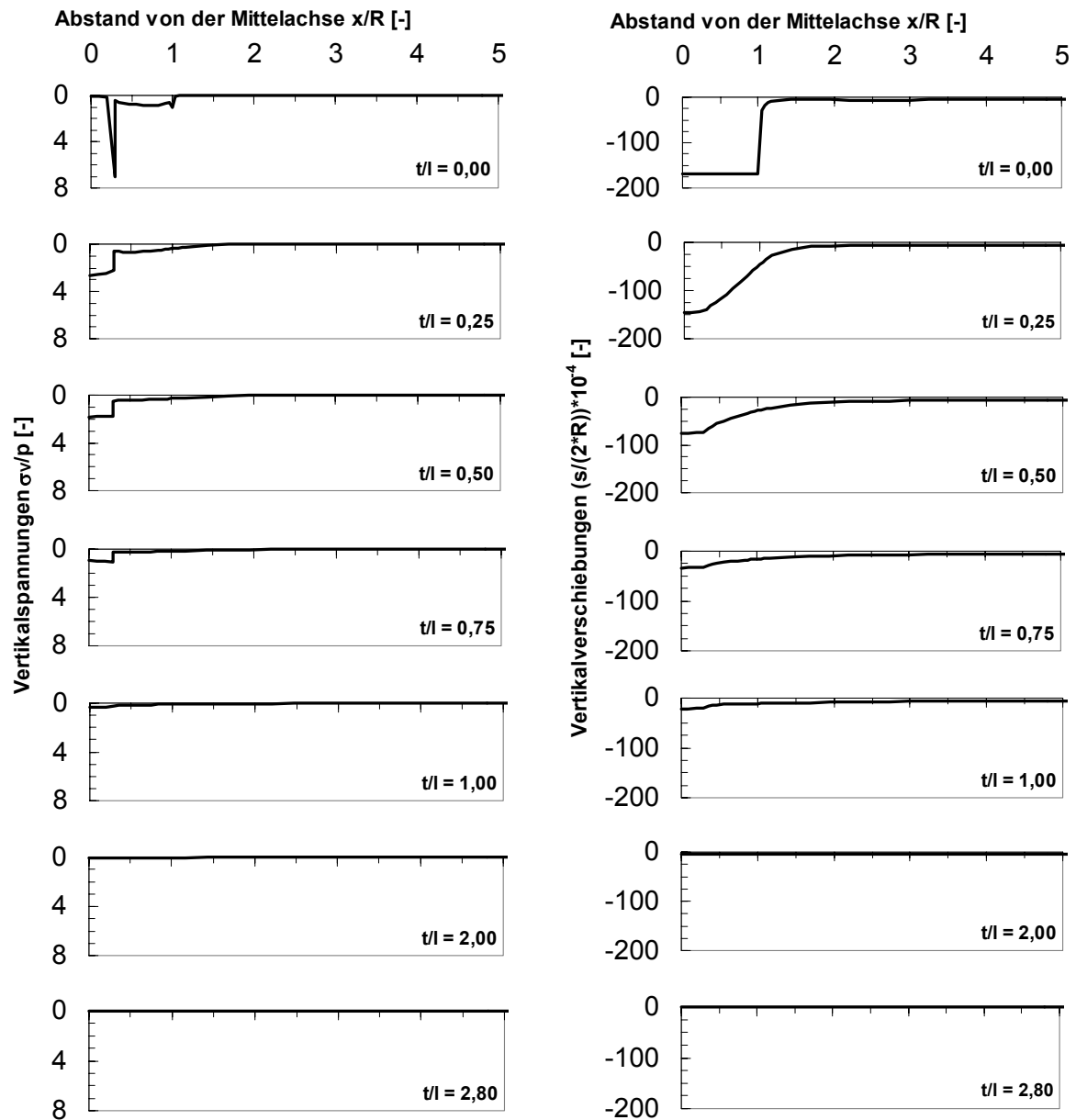


Bild 189: Vertikalspannungen und -verschiebungen in unterschiedlichen Tiefen t/l für eine Auflast von $p=150$ kPa aus numerischer Simulation.

Zur Abgrenzung der Tragmechanismen gegenüber höherfesten Säulen werden in einer weiteren Variation die Festigkeitsparameter des Säulenmaterials vergrößert (vgl. Tabelle 41).

Tabelle 41: Vergrößerung der Kohäsion des Säulenmaterials.

	Reibungswinkel φ'	Kohäsion c'
Variation A	35	0
Variation B	35	15
Variation C	35	150
Variation D	35	750

In Bild 190 sind die Last-Verschiebungsdiagramme und die jeweiligen Verformungsfelder dargestellt. Während die Variation A und B das klassische Säulentragverhalten aufweisen zeigen die Variationen C und D die Merkmale eines Pfahltragverhaltens mit der Aktivierung von Mantelreibung und Spitzendruck.

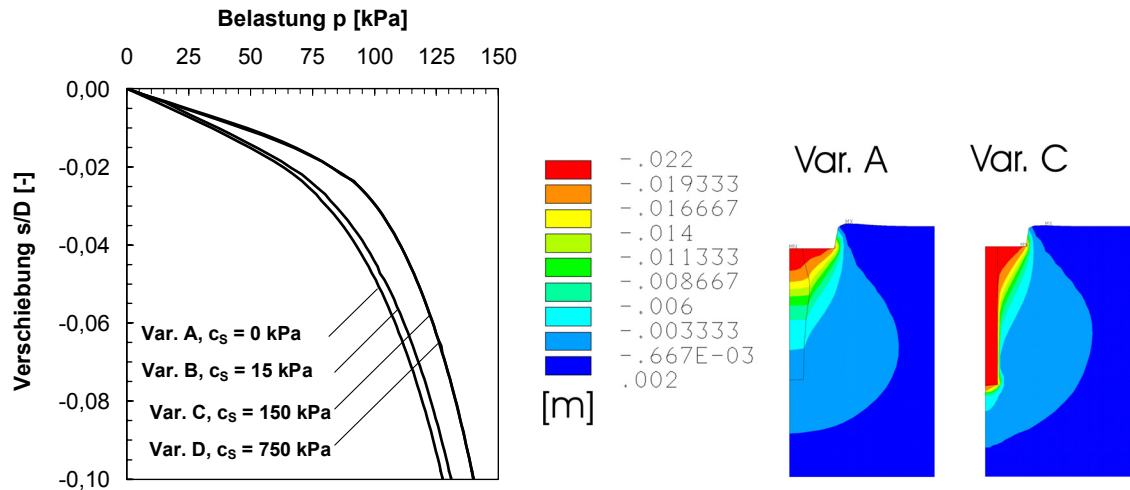


Bild 190: Last-Verformungsdiagramm und Verschiebungsfelder bei Variation der Säulenfestigkeit (ϕ' const., c' var.).

In Bild 191 sind die Last-Verschiebungsdiagramme für die Variation des Reibungswinkels des Säulenmaterials gezeigt. Die erhöhte Scherfestigkeit des Säulenmaterials bedingt einerseits eine Versteifung des Gesamtsystems, also geringere Setzungen unter der gleichen Last, und andererseits eine Vergrößerung der Tragfähigkeit des Systems Platte-Säule-Boden.

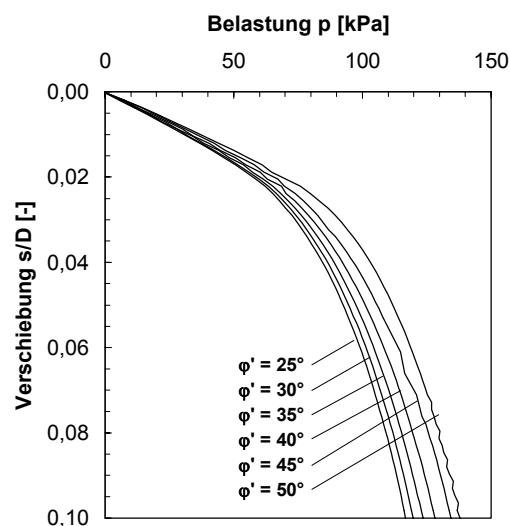


Bild 191: Last-Verformungsdiagramm bei Variation des Säulen-Reibungswinkels ($c'=0$).

Zur Ermittlung des Einflusses der Säulenlänge von Einzelsäulen sind in Bild 192 die Last-Verschiebungsdiagramme für unterschiedliche Längen gezeigt. Eine Verlängerung der

Einzelsäule über $l/d = 5$ hinaus bedingt keine zusätzliche Verbesserung mehr, wenn der Abstand zur tragfähigen Schicht entsprechend groß, also von einer schwimmenden Gründung auszugehen ist. Diese Aussage ist allerdings nur für die Einzelsäule unter einer Fundamentplatte mit dem hier gewählten Flächenverhältnis von $A_S/A_F=0,09$ gültig, denn das Verhalten ist auch vom Durchmesser der Fundamentplatte D abhängig.

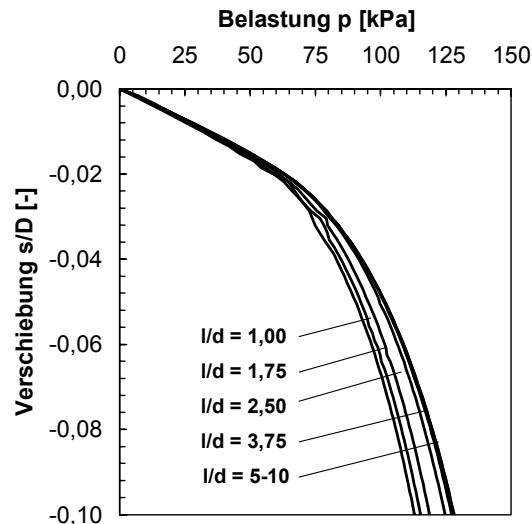


Bild 192: Last-Verformungsdiagramme für die Variation der Säulenschlankheit.

Aus den Bruchparametern des Bodens lässt sich der rechnerische maximale Seitendruck e_{ph} , der dem Ausbauchen des Säulenmaterials entgegenwirkt, nach folgendem Zusammenhang ermitteln:

$$e_{p,h} = \gamma \cdot h \cdot k_{p,h} + 2 \cdot \sqrt{k_{p,h}} \cdot c' \quad (94)$$

$$k_{p,h} = \frac{\cos^2 \varphi'}{(1 - \sin \varphi')^2}$$

Die Scherparameter des Bodens werden in einer Parametervariation so verändert, dass sich die in Bild 193 links angegebenen rechnerischen Widerstände e_{ph} in einer Tiefe von $h = 1 \cdot d_s$ mit dem Säulendurchmesser d_s ergeben, was in etwa dem Bereich der maximalen Ausbauchung entspricht. Das Last-Verformungsverhalten in geringen Lastbereichen wird durch die Erhöhung der Scherparameter des Bodens nicht verändert. Da jedoch die maximale seitliche Stützung vergrößert wird, erhöht sich die Gesamttragfähigkeit, was sich durch kleinere Setzungen bei höheren Laststufen zeigt.

Maßgebenden Einfluss auf das Last-Verformungsverhalten hat natürlich das Verhältnis aus Säulenquerschnittsfläche zur Gesamtfundamentfläche A_S/A_F wie in Bild 193 rechts durch eine Variation der Fundamentabmessungen deutlich wird.

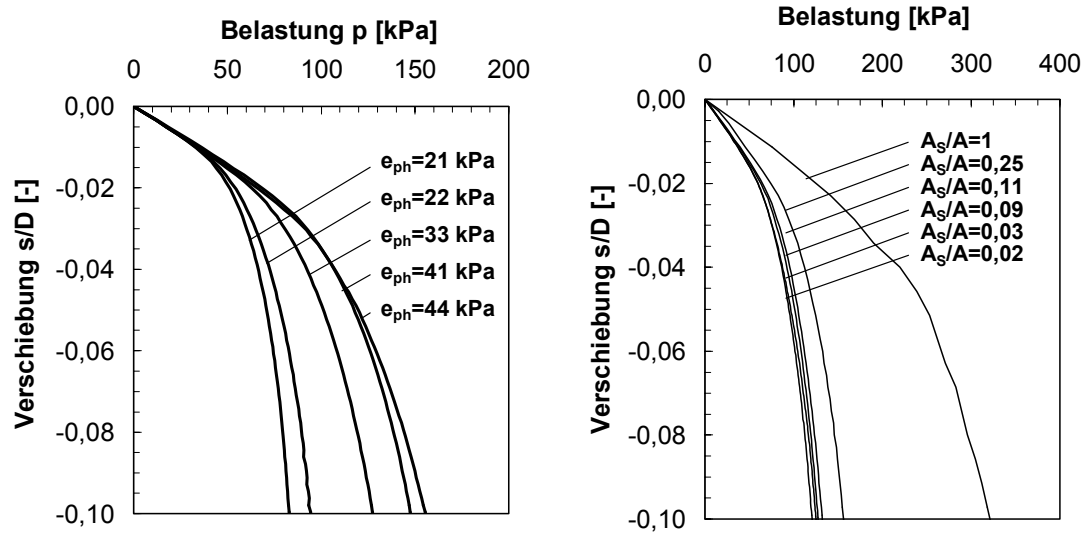


Bild 193: Last-Verformungsdiagramme für die Variation der seitlichen Stützung und des Flächenverhältnisses.

Variation des Stützbeiwertes bei Säulengruppen

Die Variation des Stützbeiwertes durch Veränderung der Scherparameter des umgebenden Bodens hat nur bei sehr weichen Böden Einfluss auf die Verschiebungen einer Säulengruppe unter Last. In Bild 195 sind die Stützbeiwerte e , wie sie sich für unterschiedliche Scherfestigkeiten und Belastungen nach (78) ergeben, dargestellt. Die Diagramme in Bild 195 zeigen die Setzungsverbesserungen bei Variation des Stützbeiwertes e . Bei geringen Stützbeiwerten werden sehr hohe Setzungsverbesserungen errechnet. Dies ist auf den Umstand zurückzuführen, dass das Einzelfundament ohne Baugrundverbesserung für die hier angesetzten geringen Scherfestigkeiten seine Grenzlast erreicht und daher sehr hohe Verschiebungen errechnet werden. Für praktische relevante Bereiche zwischen $e = 2$ und $e = 6$ werden im Wesentlichen gleiche Setzungsverbesserungen ermittelt.

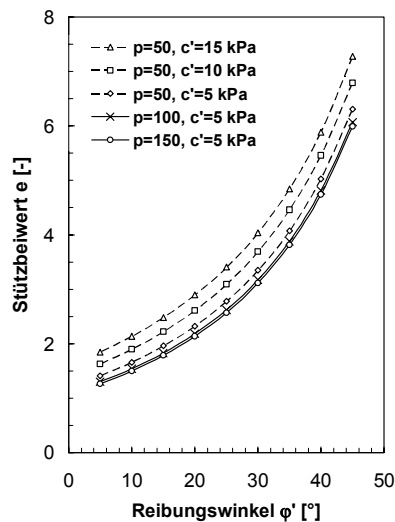


Bild 194: Stützbeiwerte e für unterschiedliche Festigkeitsparameter der Weichschicht

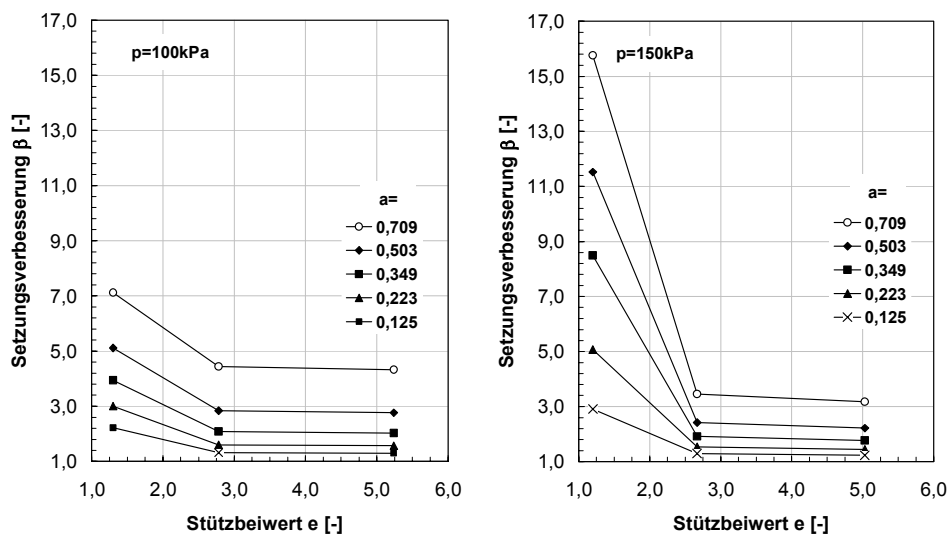


Bild 195: Setzungsverbesserung β bei Variation des Stützbeiwertes, $K_S=0,35$, $\lambda = 1$, $\varphi'_{\text{Säule}}=45^\circ$, ohne Berücksichtigung von Herstellungseinflüssen.

Variation der Systemsteifigkeit bei Säulengruppen

In Bild 196 sind die Setzungsverbesserungen β bei Variation des Verhältnisses der Elastizitätsmoduln von Platte und Boden gezeigt. Dabei werden sowohl Berechnungen mit aufstehenden Säulen ($\lambda = 1$) als auch mit schwimmenden Säulen ($\lambda = 0,5$) ausgewertet. Die Anpassung erfolgt, indem der Elastizitätsmodul der zu verbessernden Schicht mit $E = 2000 \text{ kPa}$, $E = 8000 \text{ kPa}$ bzw. $E = 16000 \text{ kPa}$ angesetzt wird, wobei eine Vergrößerung der Steifigkeit des Bodens eine Reduktion der Systemsteifigkeit K_s bedingt.

Bei hoher Steifigkeit des zu verbessernden Bodens, also geringer Systemsteifigkeit K_s ist auch die Setzungsverbesserung β nur gering. Die Effektivität der Baugrundverbesserung mit Rüttelstopfsäulen ist also in weichen Böden größer.

Die Diagramme zeigen auch, dass der Einfluss einer Veränderung des Elastizitätsmoduls des Plattenmaterials bei Anpassung an den gerissenen Zustand II vernachlässigbar ist. Die Reduktion des Elastizitätsmoduls beispielsweise von 35000 MPa auf den äquivalenten Elastizitätsmodul von 32000 MPa entspricht einer Veränderung der Systemsteifigkeit von 730 auf 670 bei einem Elastizitätsmodul der Weichschicht von 4000 kPa .

Die Veränderung des Verhältnisses von Fundamenthöhe H zu Fundamentbreite B hat nur einen sehr geringen Einfluss auf die Setzungsverbesserung (vgl. Bild 197).

Eine Veränderung der Mächtigkeit T der zu verbessernden Schicht führt bei aufstehenden Säulen ($\lambda = 1$) und geringer Systemsteifigkeit, also kleinen Quotienten T/B zu großen Setzungsverbesserungswerten. Die Variation der Schichtmächtigkeit hat bei schwimmenden Säulen hingegen nur einen geringen Einfluss (vgl. Bild 198). In Bild 199 sind die Untersuchungen zur Variation der Systemsteifigkeit zusammengefasst.

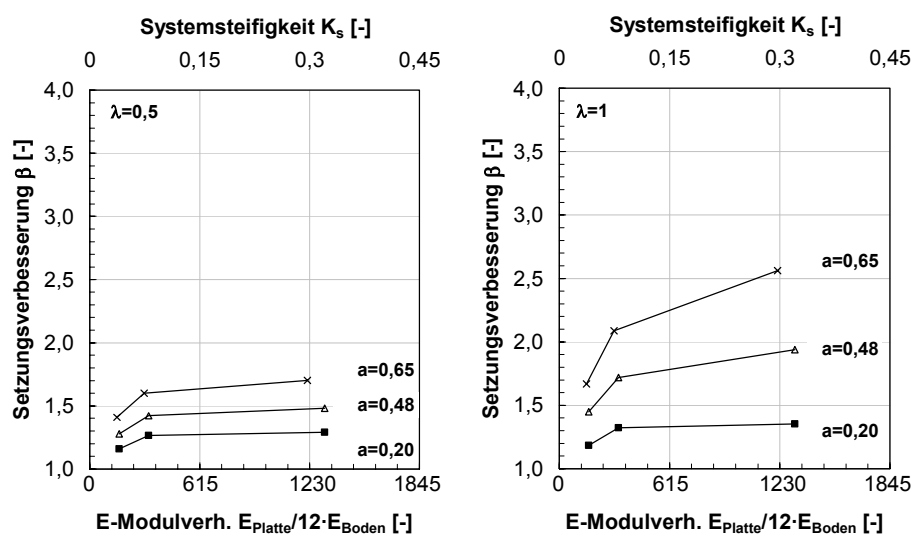


Bild 196: Setzungsverbesserung β bei Variation der Systemsteifigkeit K_s durch Veränderung des E-Modul-Verhältnisses von Boden und Platte, $\varphi' = 45^\circ$, ohne Berücksichtigung von Herstellungseinflüssen.

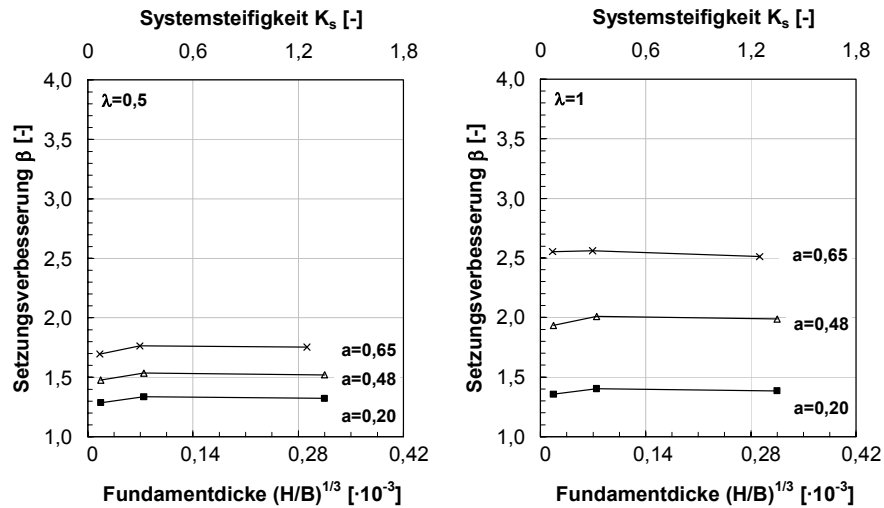


Bild 197: Setzungsverbesserung β bei Variation der Systemsteifigkeit K_s durch Veränderung der Höhe H der Fundamentplatte, $\varphi' = 40^\circ$.

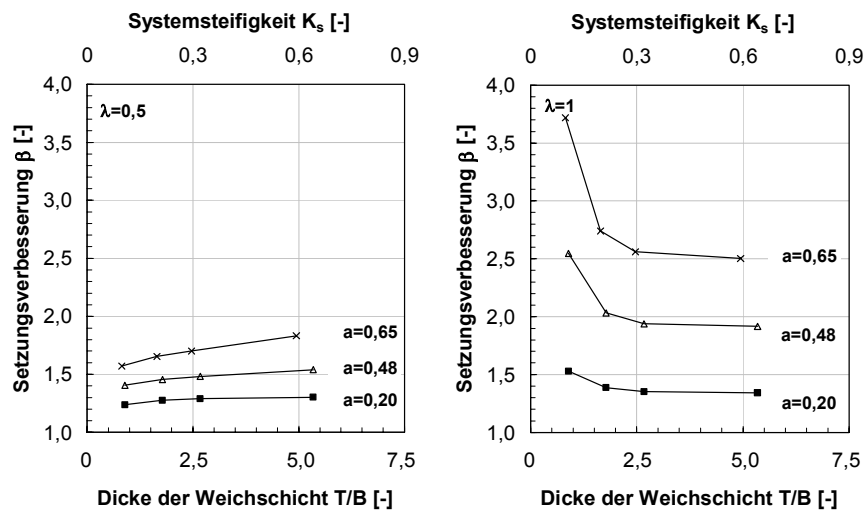


Bild 198: Setzungsverbesserung β bei Variation der Systemsteifigkeit K_s durch Veränderung der Mächtigkeit T , $\varphi' = 40^\circ$.

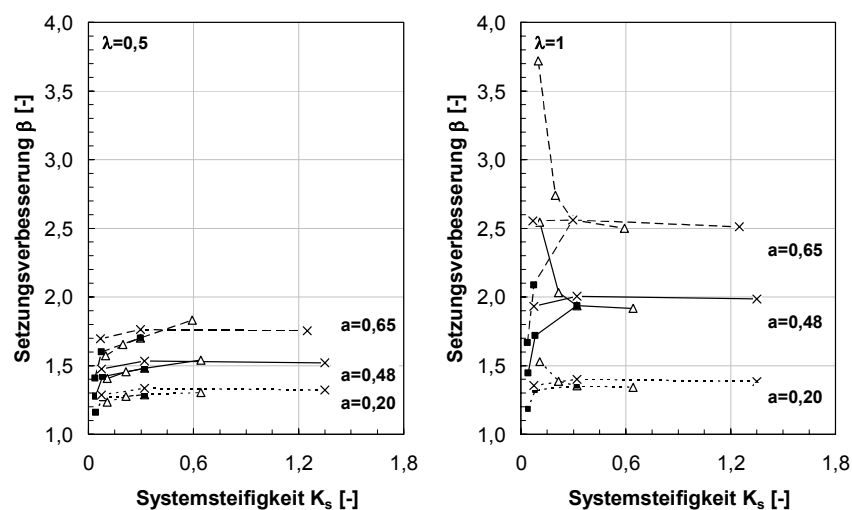


Bild 199: Zusammenfassung der Setzungsverbesserung β bei Variation der Systemsteifigkeit K_s durch Veränderung von B/T (Δ), $E_{\text{Platte}}/E_{\text{Boden}}$ (\blacksquare) bzw. H/B (x), $\varphi' = 40^\circ$.

Anhang G Häufig verwendete Abkürzungen, Formelzeichen und Indizes

Soweit im Text nicht anders vermerkt werden die im Folgenden angegebenen Abkürzungen, Formelzeichen und Indizes verwendet.

Abkürzungen:

APDL	ANSYS Parametric Design Language
BV	Baugrundverbesserung
DGGT	Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.
FEM	Finite Element Methode
GOK	Geländeoberkante
GW	Grundwasser
SPT	Standard Penetration Test

Formelzeichen:

A	Querschnittsfläche [m ²]
B	Seitenlänge des quadratischen Fundamentes [m]
D	Durchmesser des kreisförmigen Fundamentes [m]
C _C	Kompressionsindex [-]
E	Elastizitätsmodul [kPa]
E _M	Ménard-Modul [kPa]
E _S	Steifemodul [kPa]
F	Kraftgröße [kN]
H	Fundamenthöhe [m]
K ₀	Seitendruckverhältnis [-]
K _S	Systemsteifigkeit [-]
R	Radius des kreisförmigen Fundamentes [m]
T	Mächtigkeit der zu verbessernden Schicht [m]
U	Umfang [m]

a	Flächenverhältnis [-]
c'	effektive Kohäsion [kPa]
c _u	undrainierte Scherfestigkeit [kPa]
d	Säulendurchmesser [m]
d _e	Durchmesser der Einheitszelle [m]
e	Stützbeiwert [-]
e ₀	Anfangsporenzahl [-]
f	Steifigkeitserhöhungsfaktor [-]
h	Mächtigkeit der Ausgleichsschicht [m]
l	Säulenlänge [m]
m	Lastkonzentrationsfaktor [-]
n	Spannungskonzentrationsfaktor [-]
p	Fundamentbelastung [kPa]
q _t	Sondierspitzenwiderstand [kPa]
r	Radius [m]
s	Vertikalverschiebung bzw. Setzung [m]
t	Tiefenkote [m]
s _a	Säulenabstand [m]
u	Porenwasserdruck [m]

Δ	Veränderung bezogen auf den Ausgangszustand
---	---

β	Setzungsverbesserung [-]
γ	Wichte [kN/m^3]
ε	Dehnung [-]
λ	Längenverhältnis [-]
ν	Querdehnzahl [-]
σ	Spannung [kPa]
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Hauptspannungen [kPa]
φ'	effektiver Reibungswinkel [$^\circ$]
ψ	Dilatanzwinkel [$^\circ$]

Indizes:

0	Anfangs- oder Startwert
avg	Durchschnittswert
B	Boden
c, crit	kritisch
eff	effektiv
F	Fundament
h	horizontal
k	kraftgesteuert
max	maximal
min	minimal
pl	plastisch
p	Peak-value (Spitzenwert)
S	Säulen
tot	total
V	volumetrisch
v	vertikal
w	weggesteuert
x	X-Koordinatenrichtung
y	Y-Koordinatenrichtung
z	Z-Koordinatenrichtung